

Vol. 4, nº 1, 1999

**Revista Internacional de**

# **Ingeniería de estructuras**

**Editores**

**Alex H. Barbat  
Roberto Aguiar**

Revista semestral  
**Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador**

*Revista internacional de*

## **Ingeniería de estructuras**

### **EDITORES**

**Alex H. Barbat**

ETS Ingenieros de Caminos Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España  
e-mail barbat@etseccpb.upc.es

**Roberto Aguiar Falconí**

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Superior Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador  
e-mail: raguier@espe.edu.ec

### **COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL**

**D. Andrade Játiva**

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador

**J. R. Casas**

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales  
y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona, España

**J. Inaudi**

E.E.R.C., University of  
California at Berkeley  
CA 94804, USA, y  
ARCH Ingeniería  
Cordoba, Argentina

**M. N. Pavlović**

Department of Civil Engineering  
Imperial College  
London, SW7 2BU, U.K.

**G. Ayala**

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

**R. Danesi**

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional  
de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

**O. López**

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

**J. Rodellar**

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales  
y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n

**L. M. Bozzo**

CISMID  
Universidad Nacional  
de Ingeniería  
28 Lima, Perú

**J. C. De la Llera**

Dpto. de Ingeniería Estructural  
Univ. Católica de Chile  
Vicuña Mackenna 4860  
Casilla 306, Correo 22  
Santiago, Chile

**B. Luccioni**

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional  
de Tucumán  
Av. Independencia 1800  
4000 Tucumán, Argentina

**S. E. Ruiz Gómez**

Instituto de Ingeniería UNAM  
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

**J. A. Canas**

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales,  
y Puertos  
Universidad Politécnica de Cataluña  
C/Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona, España

**J. Grases**

Dpto. de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería  
UCV-Los Chaguaranos  
Caracas, Venezuela

**R. Meli**

Centro Nacional de  
Prevención de Desastres  
Ciudad Universitaria  
Coyoacan  
04510 México D.F., México

**A. Segovia Gallegos**

Centro de Investigaciones Científicas  
Escuela Politécnica del Ejército  
Valle de los Chillos, Ecuador

**O. D. Cardona**

Facultad de Ingeniería  
Universidad de los Andes  
Aptdo. 4976  
Bogotá, Colombia

**J. E. Hurtado**

Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional  
de Colombia, Aptdo. 127  
Manizales, Colombia

**S. Oller**

E.T.S. Ing. de Caminos,  
Canales y Puertos  
Universidad Politécnica de  
Cataluña, Grán Capitan s/n  
08034 Barcelona, España

**R. E. Klingner**

Phil M. Ferguson Professor  
in Civil Engineering  
University of Texas at Austin  
Austin, Texas 78712, U.S.A.  
e-mail klingne@mail.utexas.edu

ISSN 1390-0315

©1996 ESPE, Quito, Ecuador

*Revista internacional de*

## **Ingeniería de estructuras**

### **Sumario**

**Volumen 4, número 1, 1999**

<b>Estudio teórico-numérico del comportamiento de la mampostería</b>	<b>1</b>
<i>Pablo Martín, Bibiana Luccioni y Rodolfo Danesi</i>	
<b>Estimación del riesgo sísmico relativo de Santa Fe de Bogotá, Colombia</b>	<b>23</b>
<i>Omar Darío Cardona</i>	
<b>Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias</b>	<b>45</b>
<i>Mauricio Gallego y Mario Ordaz</i>	
<b>Evaluación del potencial de daño de sismos recientes en Costa Rica</b>	<b>67</b>
<i>Miguel Cruz Azofeifa, Eduardo Infante Herrera y Víctor Schmidt Díaz</i>	

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador  
Órgano de difusión de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

ISSN 1390-0315  
©1996 ESPE, Quito, Ecuador

## **Estudio teórico-numérico del comportamiento de la mampostería**

Pablo Martín

Bibiana Luccioni

Rodolfo Danesi

Laboratorio de Estructuras  
Universidad Nacional de Tucumán  
Av. Independencia 1800 - 4000 Tucumán, Argentina  
e-mail: labest@herrera.unt.edu.ar

### **Resumen**

En este trabajo, se presenta un modelo numérico para el análisis de paneles planos de mampostería. El comportamiento mecánico de la mampostería se simula mediante un modelo continuo elastoplástico dañado para materiales homogéneos, que considera no sólo la fisuración, sino también la naturaleza ortótropa del panel. El análisis se realiza mediante un programa de elementos finitos 2D, con no-linealidad material.

Teniendo en cuenta que la mampostería tiene una estructura periódica, las propiedades mecánicas de la misma, se obtienen del análisis numérico previo de una celda básica representativa del conjunto, que se discretiza con una malla densa distinguiendo cada material. Esto permite simular el comportamiento de la mampostería a partir de los materiales componentes, ladrillos y mortero, y de la disposición geométrica que ellos ocupan.

El trabajo se completa con ejemplos de aplicación en paneles de mampostería simple y reforzada, que prueban la validez del modelo propuesto.

### **Abstract**

A numerical model for the analysis of plane masonry panels is presented in this paper. The mechanical behavior of masonry is simulated through a continuum elastoplastic damage model for homogeneous materials that considers not only cracking but also the orthotropic nature of the panel. The analysis is made with a material non-linear 2D finite element program.



Taking into account the periodic structure of masonry, the mechanical properties are obtained from a previous analysis of a basic cell. A fine mesh is used for this cell that is considered to be representative of the whole panel.

In this way, departing from the component materials and their arrangement, the behaviour of masonry can be simulated.

The paper is completed with application examples in plain and reinforced masonry panels that validate the proposed model.

## 1 INTRODUCCIÓN

La mampostería es hoy, particularmente en el mundo en desarrollo, el principal material estructural para resolver las crecientes demandas urbanas. Existe en todo el mundo, gran cantidad de edificios de mampostería o de hormigón armado combinados con elementos de mampostería, incluso muchos de ellos están situados en zonas sísmicas. Resulta por ello de fundamental importancia, poder evaluar su comportamiento bajo acciones estáticas y dinámicas.

La historia del comportamiento de edificios de mampostería sometidos a acciones sísmicas, muestra una larga lista de fallas. Sin embargo, como el mismo análisis lo demuestra, las causas de vulnerabilidad son evitables y las edificaciones de mampostería correctamente diseñadas, detalladas y construidas han demostrado competencia sismorresistente en los sismos más severos.

A pesar de la importancia que tiene, el análisis y la predicción de la respuesta mecánica de elementos estructurales de mampostería es todavía un problema abierto. Se han realizado numerosas investigaciones para la determinación de las relaciones constitutivas del material y para la definición de un modelo numérico efectivo, sin embargo, el problema es difícil de abordar por muchas razones, entre ellas, la gran diversidad de materiales y tipologías estructurales, además, la medición directa de las propiedades mecánicas de la mampostería es bastante difícil por muchas razones, entre las cuales pueden mencionarse: 1) la mampostería más que un material compuesto es una estructura y, por ello, sus propiedades son fuertemente dependientes de la disposición de sus elementos y su interacción; 2) la escala a la que deben hacerse los ensayos depende de la micromecánica del fenómeno, que debe ser tenido en cuenta; 3) la gran dispersión en los resultados experimentales, debido a la naturaleza no homogénea de los materiales, a la mano de obra, y a las inevitables imperfecciones geométricas, requieren definiciones específicas y precisas de los procedimientos experimentales; 4) generalmente las metodologías adoptadas por diferentes investigadores no son comparables; 5) las definiciones de los parámetros mecánicos de la mampostería y de los procedimientos experimentales para su determinación, no son congruentes ya que no están referidos a un mismo modelo micromecánico, en general, se usan ensayos originalmente diseñados para materiales lineales elásticos.

El objetivo de este trabajo es simular numéricamente el comportamiento de elementos planos de mampostería. Para ello, se propone una metodología y un modelo constitutivo que permiten simular el comportamiento de estos elementos, a partir de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes y de su disposición geométrica.

En primer lugar se presenta una breve introducción al comportamiento de la mampostería, un resumen del estado del arte y una clasificación de los métodos para el análisis de la mampostería.

Posteriormente se presenta el modelo propuesto, se indican las etapas de cálculo, se describe el modelo numérico para materiales anisótropos utilizado, y se indica la metodología para la obtención de los parámetros mecánicos de la mampostería.

Por último, se muestran algunos ejemplos de aplicación en muretes de ladrillos huecos, en muros de mampostería simple con carga en el plano, en pórticos rellenos con mampostería sometidos a carga lateral y en muros sometidos a cargas cíclicas, que prueban la validez del modelo propuesto.



## 2 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA

Las propiedades de la mampostería dependen de las propiedades de los ladrillos, de las propiedades del mortero y de la disposición de los ladrillos y las juntas (topología estructural), en consecuencia, se trata no de un material compuesto, sino de una estructura heterogénea y anisótropa.

El comportamiento de la mampostería sujeta a estados complejos de tensión, está muy influenciado por la orientación de las juntas de mortero respecto de las cargas. La mampostería presenta un comportamiento marcadamente direccional, justamente debido a la influencia de las juntas de mortero que actúan como planos de debilidad (Page 1981).

Las propiedades elásticas de la mampostería, varían con la inclinación de la junta de mortero respecto de la carga aplicada. Sin embargo, dicha variación, es bastante moderada en relación con la diferencia que existe en los modos de falla y en la resistencia cuando varía la inclinación de la junta. La falla no puede ser definida a través de un criterio en términos de tensiones principales en un punto. Se debe tener en cuenta también la orientación de las tensiones principales respecto de las juntas de mortero. Dependiendo de dicha orientación, la falla puede ocurrir sólo en la junta o en un mecanismo combinado de rotura de juntas y ladrillos (Page 1981).

Por otro lado, el tipo de direccionalidad en el comportamiento, depende también de la disposición geométrica de los mampuestos en el elemento. Si se considera un bloque de mampostería como el de la Fig.1.a, se tiene un caso típico de isotropía polar, en el que el eje de simetría material es perpendicular al plano del mortero. Distinto es el caso de un panel de mampostería, que debe ser considerado ortótropo con tres ejes de simetría material como se indica en la Fig.1.b.

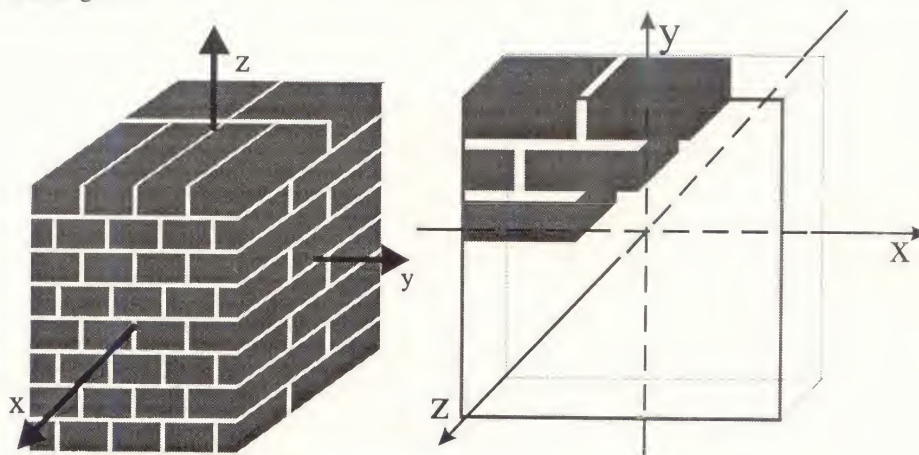


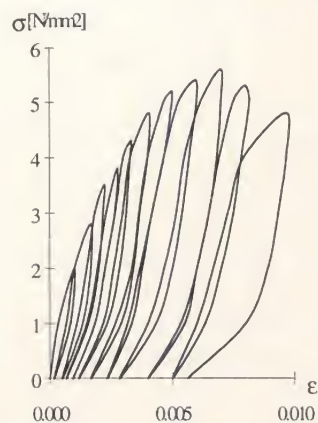
Figura 1 a) Bloque con isotropía polar. b) Panel con ortotropía material.

Ensayos de compresión cíclica en paneles de mampostería (Naraine 1991, Bernardini 1978 1979) han dado como resultado curvas similares a las obtenidas para el hormigón. En la Fig.2 se ha representado dicha curva para compresión normal a la junta de mortero. En la misma se pone en evidencia la presencia de deformaciones permanentes y degradación de rigidez bajo carga.

La mampostería transmite fuerzas de compresión en forma muy efectiva. Su capacidad de absorción de fuerzas de compresión está gobernada, entre otras cosas, por la resistencia a tracción de los ladrillos (Page 1981), los que fallan debido a la tensión transversal provocada por la diferente expansión lateral que tienen estos últimos (más rígidos), respecto al mortero (más flexible) (Page 1981). La resistencia a tracción de la mampostería es extremadamente baja, debido a la baja adherencia entre el mortero y los ladrillos. Para tracción normal a la junta se obtiene la mínima resistencia (Page 1981).

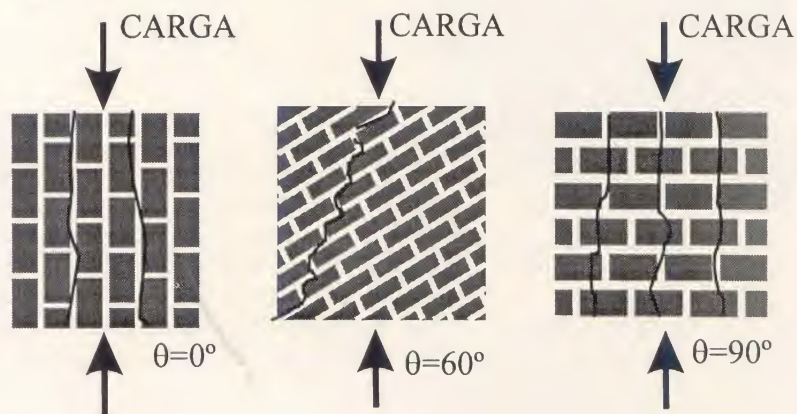


En un panel de mampostería sujeto a cargas en el plano, se pueden distinguir dos modos de falla dependiendo de la orientación de las tensiones principales. Ejemplos típicos de estos modos de falla se muestran en la Fig.3.



**Figura 2** Ensayo de compresión cíclica uniaxial normal a la junta.

Para compresión uniaxial la falla ocurre en planos normales al del panel. Dependiendo de la orientación de las juntas de mortero respecto de la carga aplicada, la falla ocurre por fisuración y deslizamiento en la cabeza o pie de los paneles o de una forma combinada de fisuración de juntas y ladrillos (Page 1981). Para compresión uniaxial paralela al plano del mortero, la falla ocurre inicialmente por expansión lateral de las juntas de mortero, Fig.3.a (Page 1981). Las columnas de ladrillo resultantes son capaces de seguir soportando carga, pero la primera falla es tomada como carga de colapso y corresponde al momento en que las deformaciones laterales del panel aumentan bruscamente (Page 1981).



**Figura 3** Falla de paneles con carga en el plano, para distintas orientaciones respecto a los ejes de ortotropía.

En el caso de compresión biaxial, esos modos de falla son impedidos por la presencia de una segunda tensión principal de compresión  $\sigma_2$ . Para la mayoría de las relaciones  $\sigma_1/\sigma_2$ , la falla

ocurre en planos paralelos al plano del panel, independientemente de la orientación de la junta de mortero (Page 1981) (ver Fig.4).

La transición entre los dos modos de falla de las Figs.3 y 4 se produce para valores altos de la relación  $\sigma_1/\sigma_2$  y depende de la orientación de la junta.

Las envolventes de falla promedio, obtenidas para cada orientación de las juntas han sido representadas en la Fig.5.

Resulta importante hacer notar que la relación entre resistencia a compresión y tracción, no es la misma en las dos direcciones principales de ortotropía. Esto es:

$$-\frac{\sigma_{1\ comp}^u}{\sigma_{1\ tracc}^u} \neq -\frac{\sigma_{3\ comp}^u}{\sigma_{3\ tracc}^u} \quad (1)$$

### 3 MODELOS PARA MAMPOSTERÍA

La única manera de controlar los estados límite de servicio, entender a fondo los mecanismos de falla y poder evaluar de forma confiable la seguridad estructural, es a través de modelos constitutivos robustos, complementados con técnicas numéricas eficientes para la solución de los sistemas de ecuaciones que resultan de la discretización de los problemas (Lourenço 1996)

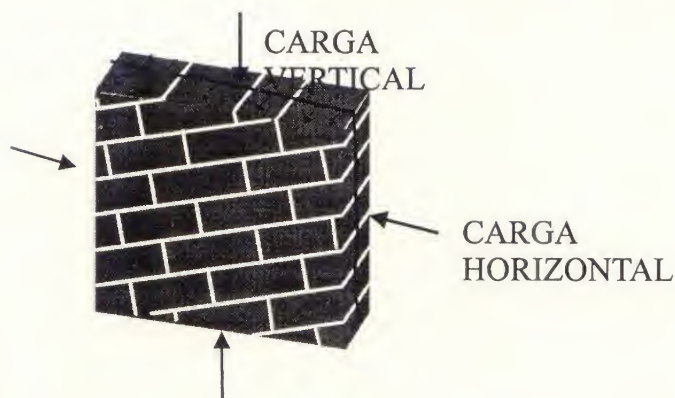


Figura 4 Falla de panel bajo carga biaxial de compresión.

En el análisis mediante elementos finitos de estructuras de mampostería sin armar, el efecto de las juntas de mortero como causa fundamental de la anisotropía y la no-linealidad en el comportamiento, ha sido tenido en cuenta con diferentes grados de refinamiento. En general, la representación numérica del comportamiento se puede centrar en una micro-modelación de cada uno de los componentes individuales, esto es mampuestos y mortero o en la macro-modelación de la mampostería como un compuesto, (Rots 1991).



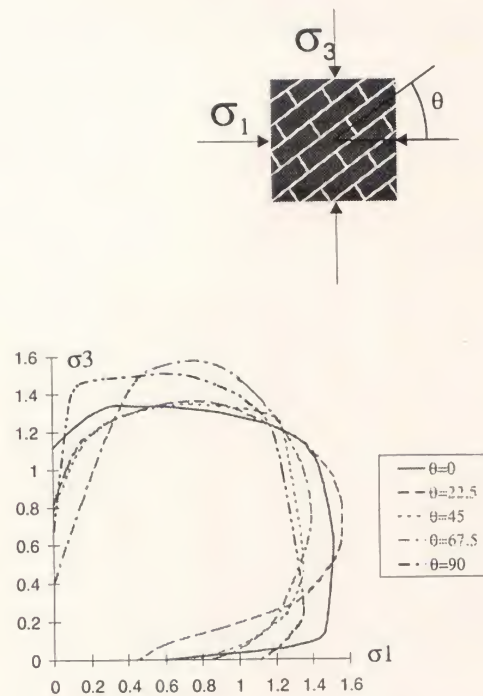


Figura 5 Ensayo de compresión biaxial para distintos ángulos (Page, 1978).

El objetivo principal de los micro-modelos es simular adecuadamente el comportamiento de la mampostería a partir de las propiedades mecánicas de los componentes y de las interfaces. Representan un método adecuado para elementos estructurales pequeños en los que se quiere estudiar especialmente estados de tensión y deformación fuertemente heterogéneos. Los macro-modelos son aplicables cuando la estructura es lo suficientemente grande como para tener tensiones aproximadamente uniformes en macro longitudes. Claramente este tipo de enfoque está más orientado a la práctica, debido a la menor demanda de tiempo y memoria, y a la facilidad para generar la malla de elementos finitos.

### 3.1 Micro-modelos

Dentro de los micro-modelos se pueden distinguir dos tipos de estrategias: Los micro-modelos detallados en los que los mampuestos y las juntas son representados por elementos continuos, mientras que la interfaz entre ambos se representa mediante elementos discontinuos (Page 1978, Lofti 1994), y los micro-modelos simplificados, en los que los mampuestos se representan mediante elementos continuos, mientras que el comportamiento de las juntas y de las interfaces junta-mampuesto es considerado en forma conjunta, mediante elementos de interfaces (Rots 1991, Lourenço 1996).

En el primer enfoque se tienen en cuenta todas las propiedades mecánicas del mortero y las interfaces representan planos de deslizamiento potenciales. En el segundo enfoque cada junta, que consiste en mortero y dos interfaces, está concentrada en una interfaz promedio. La mampostería es considerada entonces, como un conjunto de bloques elásticos unidos por superficies de fractura o deslizamiento potencial. Como no se considera el efecto Poisson del mortero, se pierde precisión.

### 3.2 Macro-modelos

En este tipo de modelos los mampuestos, el mortero y las interfaces son considerados de manera promedio en el continuo y se analiza a la mampostería como un compuesto anisótropo y se establece una relación entre tensiones promedio y deformaciones promedio. Un macro-modelo completo debe reproducir un material ortótropo con diferentes resistencias a tracción y a compresión y propiedades inelásticas en cada una de las direcciones de ortotropía. Se ha propuesto un número reducido de macro-modelos específicos para mampostería (Anthoine 1992, Lourenço 1996, Martín 1997) y muchos de ellos no han sido implementados debido a la dificultad para formular algoritmos numéricos robustos que permitan tratar la ortotropía y las propiedades inelásticas eficientemente.

Dentro de los macro-modelos propuestos para mampostería, existen fundamentalmente dos tipos de enfoques: un primer enfoque claramente fenomenológico, en el que los parámetros del material deben ser obtenidos de ensayos de elementos de mampostería suficientemente grandes bajo estados de tensión homogéneos (Dhanasekar 1985; Cuomo 1992; Contro y Nova 1982) y un segundo tipo de enfoque, comúnmente denominado micro-macro modelo, en los que se utiliza algún tipo de técnica de homogeneización para obtener el macro-modelo a partir de los micro-modelos de los componentes y su disposición (Pietruszczak y Niu 1992; Anthoine 1995; Sulem y Mulhaus 1997). En muchos de estos modelos, la macro-ley constitutiva del compuesto no se implementa, ni siquiera se conoce, sólo puede obtenerse el comportamiento del compuesto para un dado camino de carga. En otros casos los micro-modelos se utilizan para obtener los datos del material promedio para el macro-modelo (Lourenço 1996, Martín 1997). El modelo propuesto en este trabajo corresponde a este último tipo de modelos.

## 4 ESQUEMA DEL PROCESO DE CÁLCULO

La idea del método propuesto, es simular el comportamiento de la mampostería de ladrillos a partir de las propiedades mecánicas de los materiales intervinientes y de su disposición geométrica, sin necesidad de discretizar cada uno de los elementos por separado. Para ello, se procede en dos etapas. En una primera etapa, se analiza el comportamiento de una celda básica, que se discretiza en forma fina. De los resultados de dicho análisis, se obtienen las propiedades mecánicas del conjunto. En una segunda etapa, se analiza ya el comportamiento de la estructura de interés, considerando a la mampostería como un material homogéneo anisótropo cuyas propiedades mecánicas son las obtenidas en el preproceso.

Tanto en el preproceso de la celda básica, como en la simulación de la mampostería como un material homogéneo con propiedades promedio, se utiliza un modelo constitutivo de plasticidad y daño acoplados (Luccioni 1996, Luccioni 1995). Dicho modelo, es adecuado para la simulación del comportamiento de geomateriales, y permite tratar problemas de materiales compuestos anisótropos.

## 5 MODELO CONSTITUTIVO

Muchos materiales exhiben un comportamiento marcadamente direccional. La simulación del comportamiento de este tipo de materiales es un problema de gran complejidad. Existen básicamente dos tipos de enfoques para simular el comportamiento elastoplástico anisótropo: formular funciones de fluencia para sólidos anisótropos (Hill 1967) o simular el comportamiento del sólido anisótropo real mediante un sólido ficticio isótropo (Betten 1981, Betten 1988).

La idea de trabajar con un sólido isótropo, fue introducida por Betten, quien usó este tipo de enfoque para simular plasticidad y creep de materiales anisótropos (Betten 1981, Betten 1988). En trabajos anteriores (Luccioni 1993, Oller 1993a, Oller 1993b, Luccioni 1995) se utilizó esta



idea para simular el comportamiento de materiales elastoplásticos inicialmente anisótropos. En los mismos, se supone la existencia de dos espacios: un espacio anisótropo real y un espacio isótropo ficticio. El problema se resuelve siempre en el espacio isótropo ficticio, utilizando funciones de fluencia originalmente desarrolladas para materiales isótropos. Los tensores de tensión en ambos espacios están relacionados mediante una transformación lineal. El tensor de transformación contiene toda la información sobre la anisotropía inicial del material, es independiente del tipo de carga y se mantiene constante a medida que evoluciona el proceso elastoplástico.

La mampostería de ladrillos, presenta un comportamiento bastante más complejo que el que puede describirse mediante estos modelos. En este tipo de materiales, el grado de anisotropía o la relación entre resistencias en distintas direcciones, depende del tipo de estado tensional: compresión, tracción o cualquier combinación de tensiones y a la vez, evoluciona a lo largo del proceso elastoplástico.

En el presente trabajo se utiliza una generalización (Martín 1997, Luccioni 1997) de los modelos antes desarrollados (Luccioni 1993, Oller 1993a, Oller 1993b, Luccioni 1995) que permite tener en cuenta las características de anisotropía descriptas. Al igual que en los modelos anteriores, se resuelve el problema en un espacio isótropo ficticio. La diferencia, es que los

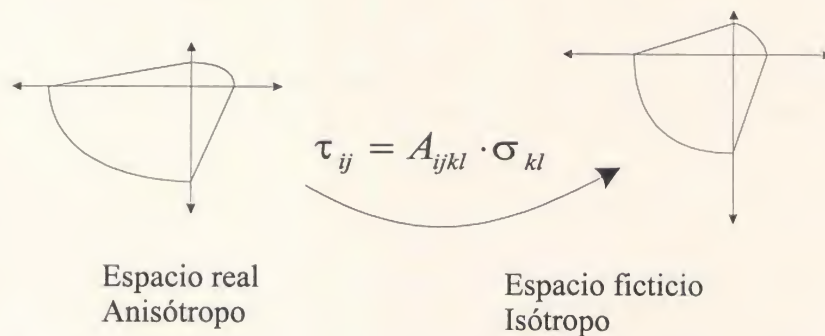


Figura 6 Transformación de espacios.

tensores de tensión en el espacio isótropo ficticio y en el espacio anisótropo real, no están relacionados mediante una transformación lineal, sino que el tensor de transformación es función del tipo de estado tensional, y evoluciona con el proceso elastoplástico.

### 5.1 Mapeo de espacios

El modelo parte de la hipótesis de que existen dos espacios (Betten 1981, Betten 1988, Luccioni 1993, Oller 1993a, Oller 1993b, Luccioni 1995): a) Un espacio anisótropo real y b) Un espacio ficticio isótropo, ver Fig.6. El problema se resuelve en el espacio isótropo ficticio lo que permite utilizar modelos elastoplásticos desarrollados para materiales isótropos.

Los tensores de tensión en ambos espacios están relacionados mediante una transformación del tipo:

$$\tau_{ij} = A_{ijkl}(\sigma, \kappa^n) \sigma_{kl} \quad (2)$$

Donde:  $\tau_{ij}$  y  $\sigma_{kl}$  son los tensores de tensión en los espacios (a) y (b) respectivamente y  $A_{ijkl}$  es un tensor de transformación de cuarto orden, que contiene la información sobre la anisotropía de resistencia. En el caso más general, este tensor es función del tipo de estado tensional y de la evolución del proceso elastoplástico. En este trabajo se propone para el mismo la siguiente expresión:

$$A_{ijmn} = A_{ijkl}^t(\kappa^p) S_{klmn} + A_{ijkl}^c(\kappa^p) (I_{klmn} - S_{klmn}) \quad (3)$$

Donde  $I_{klmn}$  es el tensor identidad de orden 4. Los tensores  $A_{ijkl}^t(\kappa^p)$  y  $A_{ijkl}^c(\kappa^p)$  son los tensores de transformación correspondientes a procesos de tracción y compresión simple, y son funciones de la variable de daño plástico  $\kappa^p$  (Luccioni 1993, Oller 1988a, Oller 1988b), que hace las veces de variable de endurecimiento plástico isótropo. Para un dado estado termodinámico identificado a través de la variable de daño plástico  $\kappa^p$ , los tensores  $A_{ijkl}^t(\kappa^p)$  y  $A_{ijkl}^c(\kappa^p)$  se calculan a partir de los valores de las funciones tensoriales de endurecimiento en procesos de tracción y compresión simple:

$$A_{ijkl}^t(\kappa^p) = \bar{f}_{ij}^t(\kappa^p) f_{kl}^t(\kappa^p)^{-1} \quad A_{ijkl}^c(\kappa^p) = \bar{f}_{ij}^c(\kappa^p) f_{kl}^c(\kappa^p)^{-1} \quad (4)$$

Donde  $\bar{f}_{ij}^t$  y  $f_{kl}^t$  son las funciones tensoriales de endurecimiento en tracción en los espacios isótropo ficticio y anisótropo real respectivamente, y  $\bar{f}_{ij}^c$  y  $f_{kl}^c$  son las funciones tensoriales de endurecimiento en compresión en los espacios isótropo ficticio y anisótropo real respectivamente. Todos estos tensores, dependen de la evolución del proceso plástico, a través de la variable de daño plástico  $\kappa^p$ , y deben estar referidos al sistema de coordenadas global. En el caso de materiales ortótropos, si se toma como referencia las direcciones principales de anisotropía, estos tensores son diagonales. Los elementos de la diagonal son los valores de la función de endurecimiento en dichas direcciones. Para poder calcular  $A_{ijkl}^t(\kappa^p)$  y  $A_{ijkl}^c(\kappa^p)$  mediante las ecuaciones (4), se debe rotar dichos tensores diagonales al sistema de referencia global.

El tensor  $S_{klmn}$  tiene en cuenta el tipo de estado tensional y se calcula como:

$$S_{klmn} = \delta_{kr} \delta_{ls} \delta_{mr} \delta_{ns} \frac{|\sigma_{rs}| + \sigma_{rs}}{2\sigma_{rs}} \quad (5)$$

## 5.2 Característica generales del modelo isótropo

El modelo utilizado es termodinámicamente consistente y está basado en la hipótesis de elasticidad desacoplada (Lubliner 1972). De acuerdo a esta hipótesis, la energía libre puede suponerse formada por dos partes independientes: una parte elástica y una parte plástica.

$$\Psi = \Psi^e + \Psi^p \quad (6)$$

La ecuación constitutiva secante, afectada por la degradación de rigidez, se deriva de la desigualdad de Clausius-Duhem (Malvern 1969) y puede escribirse en términos de la energía libre como sigue

$$\tau_{ij} = m_o \frac{\partial \Psi^e}{\partial \varepsilon_{ij}^e} = C_{ijkl}^{s\tau} \varepsilon_{kl}^e = (1-d) C_{ijkl}^{o\tau} \varepsilon_{kl}^e \quad (7)$$

Esta última expresión (7), corresponde al caso más simple de degradación de rigidez, que normalmente se conoce como daño escalar.  $d$  es la denominada variable de degradación de rigidez que varía entre 0 para el material virgen y 1 para el material totalmente dañado. El tensor constitutivo secante degradado resulta:

$$C_{ijkl}^{s\tau} = (1-d) C_{ijkl}^{o\tau} \quad (8)$$

## 5.3 Proceso plástico

El umbral de comienzo de comportamiento plástico, se define mediante una función de fluencia (Luccioni 1993, Oller 1993a, Oller 1993b, Luccioni 1995):

$$F(\sigma_{ij}; \alpha_k) = \bar{F}(\tau_{ij}; \bar{\alpha}_k) = 0 \quad (9)$$



Donde:  $F$  y  $\bar{F}$  designan las funciones de fluencia en los espacios anisótropo real e isótropo ficticio, y  $\alpha$  y  $\bar{\alpha}$  son variables internas correspondientes a dichos espacios.

La transformación de espacios definida por la ecuación (2), permite utilizar funciones de fluencia  $\bar{F}$  definidas para materiales isótropos en el espacio isótropo ficticio. Debe notarse, que dicho espacio, es isótropo en cuanto a umbrales de comportamiento plástico, pero no necesariamente respecto a otras propiedades, como la rigidez elástica, por ejemplo.

La deformación plástica en el espacio real, se calcula mediante la regla del flujo:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (10)$$

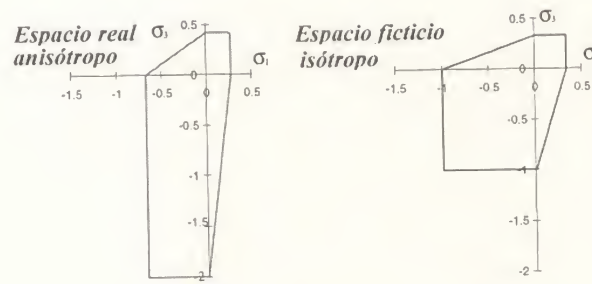


Figura 7 Superficie de falla en el espacio real anisótropo y en el espacio ficticio isótropo (Mohr Coulomb).

Donde  $G$  es la función de potencial definida en el espacio de tensiones reales. En lugar de trabajar con esta función, que debe ser anisótropa, se puede trabajar con una función de potencial  $\bar{G}$ , definida en el espacio isótropo ficticio tal que:

$$G(\sigma_{ij}, \alpha_k) = \bar{G}(\tau_{ij}, \bar{\alpha}_k) \quad (11)$$

La ecuación (10) se escribe entonces:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} H_{kl ij} = \dot{\lambda} R_{ij} \quad (12)$$

Donde:

$$H_{kl ij} = \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial (A_{klmn} \sigma_{mn})}{\partial \sigma_{ij}} = A_{kl ij} + \frac{\partial A_{klmn}}{\partial \sigma_{ij}} \sigma_{mn} \quad (13)$$

De manera análoga, la ley de evolución de las variables internas se escribe como:

$$\dot{\alpha}_m = \dot{\bar{\alpha}}_m = \dot{\lambda} h_{ij}^m \frac{\partial \bar{G}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} h_{ij}^m \frac{\partial \bar{G}}{\partial \tau_{kl}} \frac{\partial \tau_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda} h_{ij}^m R_{ij} \quad (14)$$

#### 5.4 Proceso de daño

El límite entre el comportamiento no dañado, y el comportamiento dañado, se describe a través de una función de daño, similar a la función de fluencia en plasticidad.



$$G^D(\sigma_y, \beta_k) = \bar{G}^D(\tau_y, \bar{\beta}_k) = \bar{\tau}(\tau_y) - f_c(\bar{\beta}_k) \leq 0 \quad (15)$$

Donde:  $G^D$  y  $\bar{G}^D$  designan las funciones de daño en los espacios anisótropo real e isotrópico ficticio, y  $\beta_k$  y  $\bar{\beta}_k$  son variables internas de daño correspondientes a dichos espacios,  $\bar{\tau}(\tau_y)$  es una función escalar de argumento tensorial denominada tensión equivalente y  $f_c(\bar{\beta}_k)$  es el umbral de daño equivalente.

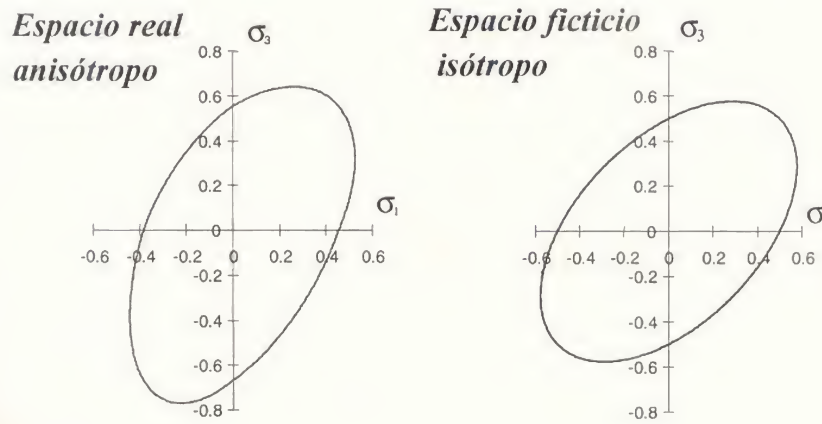


Figura 8 Superficie de falla en el espacio real anisót. y en el espacio ficticio isotrópico (Von Mises).

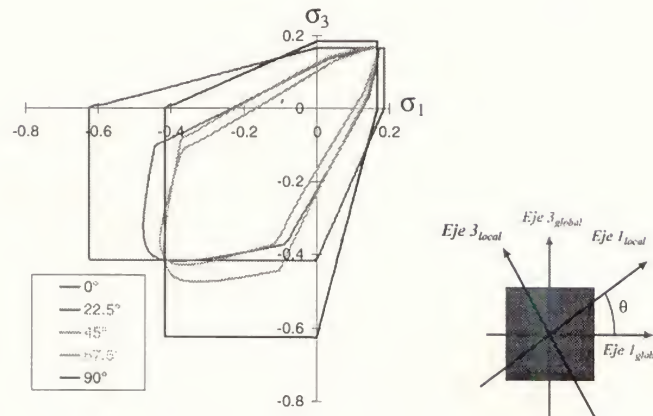


Figura 9 Superficie límite para distintas orientaciones de los ejes de ortotropía (Mohr Coulomb).

### 5.5 Proceso de daño y plasticidad acoplados

La respuesta elasto-plástica y de daño acoplada, se obtiene de la solución simultánea del siguiente sistema de ecuaciones de consistencia en el espacio isótropo ficticio (Luccioni 1993, Luccioni 1996):

$$\begin{cases} \dot{\bar{F}}(\tau_{ij}, \bar{\alpha}_k) = 0 \\ \dot{\bar{G}}^D(\tau_{ij}, \bar{\beta}_k) = 0 \end{cases} \quad (16)$$

### 5.6 Ejemplos ilustrativos

En las Figs. 7 y 8 se ilustra como, partiendo del criterio de Mohr Coulomb o de Von Mises, respectivamente, en el espacio ficticio isótropo, y utilizando la transformación de espacios descripta, se puede lograr una función de fluencia anisótropa en el espacio real, donde la relación de resistencias es distinta en ambas direcciones. En el caso del ejemplo desarrollado, la relación entre resistencias a compresión en la dirección 1 es 2.4 y para la dirección 3 es 4.8.

Si los ejes de ortotropía del material, están girados respecto de los ejes globales, un cierto ángulo, es necesario rotar los tensores de transformación, esto es, expresarlos en función de las coordenadas globales. En este caso, el tensor de transformación ya deja de ser diagonal y pasa a ser un tensor completo. A modo de ejemplo, se muestra en la Fig.9, la superficie límite en el espacio de tensiones reales, para distintas inclinaciones de los ejes de ortotropía respecto a los ejes globales de referencia.

### 5.7 Datos del modelo

En el caso de un material ortótropo general, como el descripto, el número de datos necesarios para reproducir su comportamiento mecánico, en cualquier dirección, es bastante mayor que en el caso de un material isótropo.

La mayoría de los datos requeridos para el modelo que se presenta, pueden ser obtenidos a partir de las curvas de respuesta tensión – deformación, para tracción y compresión simple, en cada una de las direcciones principales de ortotropía.

1. Parámetros elásticos. (Para todas las direcciones de ortotropía)
  - 1.1. Módulos de Young.
  - 1.2. Módulos de elasticidad transversal o Módulos de Poisson.
2. Valores de resistencia iniciales a tracción y compresión en cada una de las direcciones de ortotropía.
3. Curvas de endurecimiento en las direcciones de ortotropía del material.

Los ensayos que deben realizarse para determinar los parámetros mecánicos de la mampostería son complejos y delicados, y esto los hace muy costosos. Por ello, resulta atractivo, poder obtener los parámetros básicos del conjunto, a partir de los parámetros mecánicos de los materiales componentes y de su disposición.

## 6 PREPROCESO DE UNA CELDA BÁSICA

Con el objeto de obtener los datos para el macro-modelo descripto, se aísla una porción de la mampostería, denominada celda básica (Fig.10), que es representativa de la mampostería utilizada, y se la analiza en detalle en un esquema de elementos finitos, discretizando en forma fina cada material por separado.



Figura 10 Panel con distintas configuraciones de celda básica y discretización de la celda básica.

Para determinar los parámetros en forma adecuada, es necesario como mínimo, el estudio del comportamiento de la celda bajo cuatro estados de carga:

- 1.- Tracción en la dirección paralela a la junta horizontal
- 2.- Compresión en la dirección paralela a la junta horizontal
- 3.- Tracción en la dirección perpendicular a la junta horizontal
- 4.- Compresión en la dirección perpendicular a la junta horizontal

El método es aplicable, sólo si el tamaño de la celda es pequeño respecto de la estructura, y las propiedades geométricas y mecánicas del panel se repiten periódicamente.

#### 6.1 Parámetros mecánicos deducidos

Del análisis de la celda básica se pueden obtener los siguientes datos para el macro-modelo:

1. Módulos de Elasticidad y Módulos de Poisson en las direcciones principales de anisotropía.
2. Límites elásticos del conjunto para tracción y compresión uniaxial en cada una de las direcciones principales de anisotropía.
3. Funciones de endurecimiento de la celda para cada dirección en tracción y compresión, en términos de la variable de daño plástico.

En la Fig.11 se muestran los resultados obtenidos del análisis de una celda básica. En ellos se puede observar el comportamiento diferenciado en distintas direcciones.

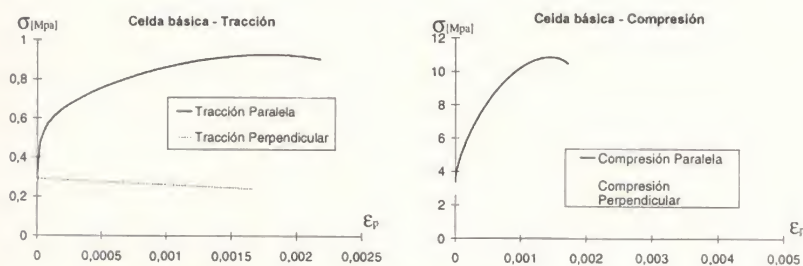


Figura 11 Resultados del análisis de una celda básica.

## 7 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

El esquema de cálculo y el modelo descripto, fueron implementados en un programa de elementos finitos, con el cual se resolvieron los ejemplos que se presentan a continuación.



### 7.1 Análisis de muretes de ladrillos cerámicos huecos

En el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, se ejecutó, a pedido de una empresa del medio, un estudio sobre 10 pilas a compresión uniaxial y sobre 10 muretes a

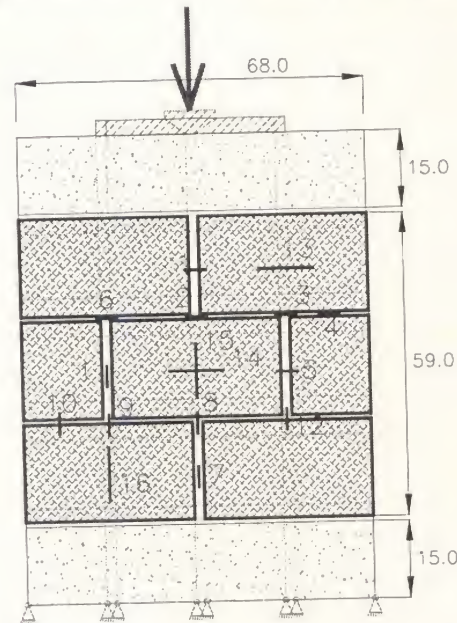


Figura 12 Esquema de la instrumentación de la probeta.

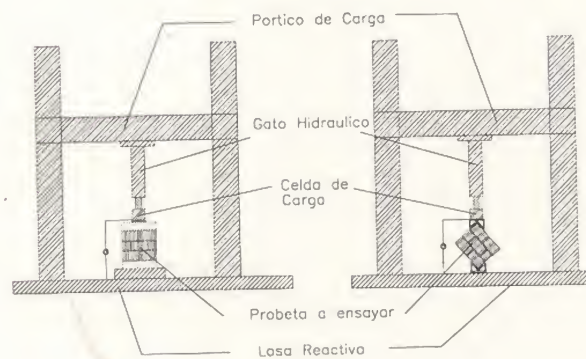


Figura 13 Dispositivo de ensayo.

compresión diagonal (Martín 1995a, Martín 1995b). Los mampuestos utilizados eran ladrillos cerámicos huecos de 13 cm de espesor, obtenidos por extrusión. Se instrumentó la última probeta de cada serie de ensayos, a fin de determinar el estado tensional real, y contrastar estos resultados con los obtenidos mediante los modelos teórico - numéricos desarrollados.

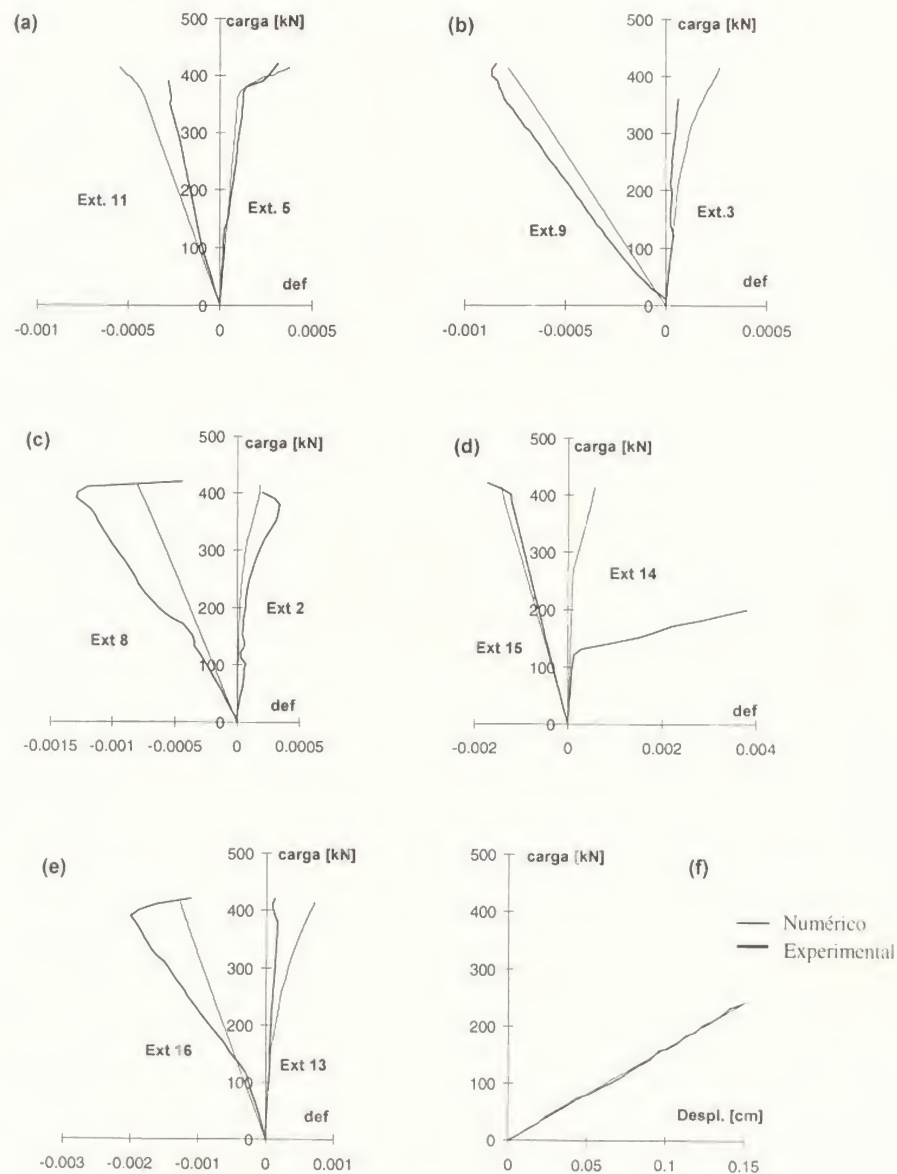


Figura 14 Comparación de resultados experimentales y numéricos.

Para la instrumentación, se utilizaron extensómetros eléctricos adheridos a la superficie del mortero y del ladrillo, en distintas posiciones y direcciones, como se indica en la Fig.12. La instrumentación, se completó con la colocación de una celda de carga de 1000 kN de capacidad máxima, y con un sensor de desplazamiento el que fue contrastado con un flexómetro durante el ensayo.

En la Fig.13 se muestra el esquema del dispositivo de carga utilizado en los ensayos de compresión y compresión diagonal respectivamente.

Estos ensayos se modelaron numéricamente, discretizando cada uno de los materiales intervinientes y la interfaz por separado, con la malla de elementos finitos indicada en la Fig. 12



En la Fig.14, se resumen algunos de los resultados de los ensayos y su comparación con los valores obtenidos numéricamente. Los gráficos a) a e) corresponden a curvas carga-deformación en

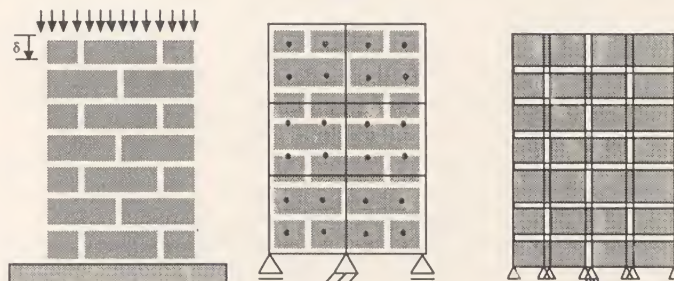


Figura 15 Esquema del panel y mallas de elementos finitos.

algunos de los extensómetros dispuestos y el gráfico f) corresponde a la curva carga – desplazamiento del extremo superior. De la observación de estas curvas, se puede concluir que, en términos generales, y a pesar de la variabilidad de las propiedades de los materiales, y de la complejidad del ladrillo para ser considerado un elemento plano, el modelo numérico reproduce adecuadamente los resultados experimentales.

La carga última obtenida numéricamente (420 kN) es muy cercana a la experimental y la curva carga - desplazamiento del extremo superior, en la Fig.14-f, muestra también muy buena coincidencia entre resultados numéricos y experimentales.

La pieza falló con la formación de fisuras verticales siguiendo la línea de los extensómetros de la Fig.14-b, mientras que en el ensayo se formó una gran fisura en el centro del espécimen. En la mayoría de los especímenes de la serie, la fisuración fue del tipo de la observada numéricamente. Al tratarse de materiales con tanta variabilidad y fragilidad, en los que cualquier pequeña falla puede inducir la formación de la fisura en un lado u otro del espécimen, las diferencias encontradas son totalmente justificables.

Debe notarse también, que la diferencia entre el módulo de Poisson de los ladrillos, y el correspondiente al mortero de las juntas, genera tensiones de tracción en la dirección horizontal en los ladrillos. Dichas tensiones son las responsables de las fisuras verticales que conducen a la rotura de ladrillos.

## 7.2 Análisis de un panel de mampostería maciza

En el siguiente ejemplo se contrasta el modelo numérico propuesto con los resultados experimentales obtenidos por Page (Page 1978), en un muro de mampostería maciza, sometido a un estado de carga uniaxial uniforme.

El análisis del panel se realizó utilizando dos enfoques distintos, primero con un macro-modelo y luego con un micro-modelo. En un primer paso, una vez obtenidos los parámetros mecánicos de la mampostería mediante el análisis de una celda básica, se procedió a simular el comportamiento mecánico del panel, bajo distintos estados de carga, considerando a la mampostería como un material homogéneo. El análisis se realizó utilizando una discretización gruesa, como la que se muestra en Fig.15 (seis elementos isoparamétricos de 4 nodos con  $2 \times 2$  puntos de integración),

Posteriormente, el mismo panel se discretizó de una forma fina, considerando juntas de mortero y mampuestos como elementos independientes. Se utilizaron elementos isoparamétricos de 4 nodos con  $2 \times 2$  puntos de integración, ver Fig.15.

En la Fig.17, se muestran los resultados obtenidos en ambos tipos de análisis, y su contraste con los resultados experimentales, para el caso del panel sometido a una carga cuasiestática de compresión perpendicular a la junta horizontal.

Se realizó el mismo análisis para carga paralela a la junta horizontal. En este caso sólo se compararon los resultados provenientes de una discretización fina, y los de una discretización gruesa con el material homogeneizado (Fig.17), ya que no se disponían de resultados experimentales.

Por último, se analizó el mismo panel sometido primeramente a una carga de compresión normal a la junta y luego a una carga horizontal creciente en su extremo superior que le producía solicitaciones de tipo cortante. Se consideró una discretización fina, distinguiendo cada uno de los materiales, y dos discretizaciones gruesas distintas, considerando al material con sus propiedades promedio.<sup>4</sup> Los resultados obtenidos se presentan en la Fig.18. En este caso, se observa también una buena concordancia, entre las distintas formas de análisis, teniendo presente que el estado tensional es mucho más complejo, que los analizados previamente.

El ejemplo descrito se resolvió con las distintas configuraciones de celdas básicas indicadas en la Fig.19, observándose que, si bien las diferencias obtenidas no son grandes, a medida que el tamaño de la celda aumenta, la respuesta es menos rígida, y tiende a la solución obtenida discretizando todo el panel en forma fina.

### 7.3 Pórtico de hormigón relleno con mampostería

Mehrabi et al (Mehrabi 1995), realizaron una serie de ensayos sobre pórticos de hormigón rellenos con mampostería. Los paneles se sometieron a una pre-compresión normal a la junta horizontal y posteriormente se los solicitó con carga lateral. En la Fig.20 se esquematizan los paneles y dispositivos de carga.

La malla de elementos finitos se indica en la Fig.21. Para los elementos de mampostería, se utilizó un macro-modelo, con las propiedades mecánicas obtenidas del preproceso de una celda básica. Para tener en cuenta la armadura del pórtico de hormigón armado se aplicó, para el mismo, un modelo de compuesto basado en la teoría de mezclas (Truesdell 1960; Luccioni 1993)

En la Fig.22 se muestran las curvas carga-desplazamiento lateral del extremo superior del panel obtenidas numérica y experimentalmente. En la misma se observa que el modelo reproduce ajustadamente el comportamiento observado experimentalmente.

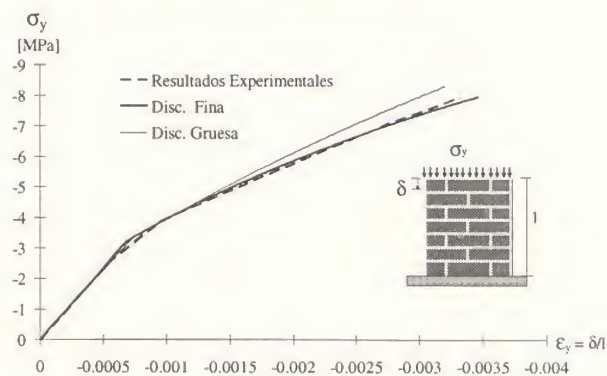


Figura 16 Comparación de resultados experimentales, y numéricos.

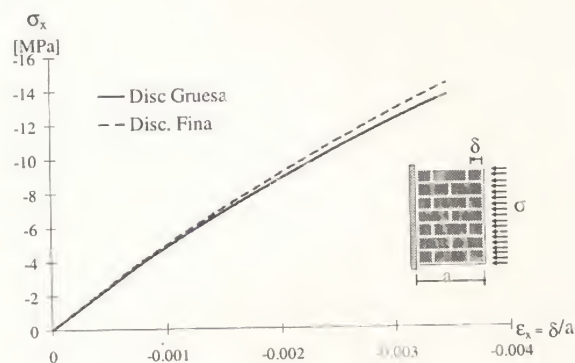


Figura 17 Comparación de resultados numéricos considerando una discretización fina, y una discretización gruesa.

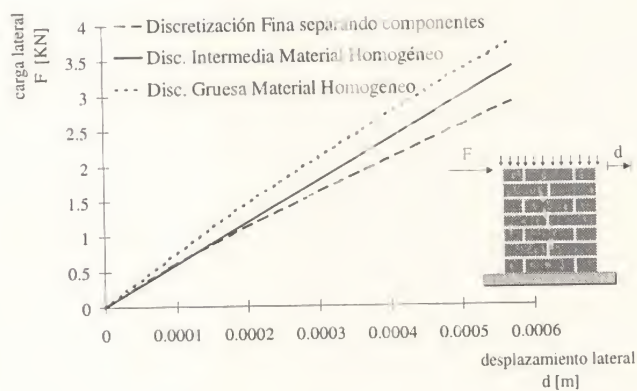


Figura 18 Muro de mampostería con carga lateral.

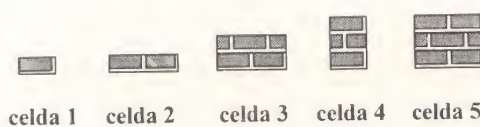


Figura 19 Distintas configuraciones de celdas estudiadas.

#### 7.4 Panel de mampostería bajo carga cíclica

En este ejemplo, se presenta la aplicación del macro-modelo descrito, a la simulación del comportamiento de paneles de mampostería ensayados por Tomazevic et al (Tomazevic 1997) bajo carga cíclica. Se trata de modelos a escala reducida de paneles de mampostería de bloques con confinamiento, cuyas dimensiones pueden verse en la Fig.23. Los paneles fueron sometidos a una carga de compresión vertical y luego a desplazamientos horizontales cíclicos.



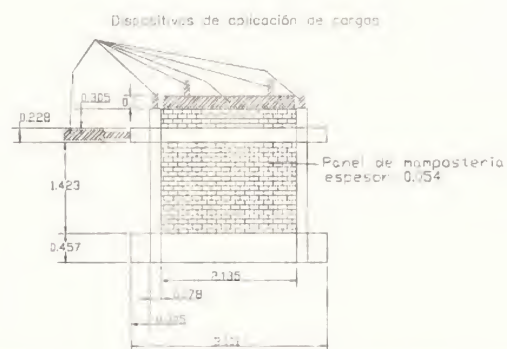


Figura 20 Esquema del espécimen y del dispositivo de ensayo.

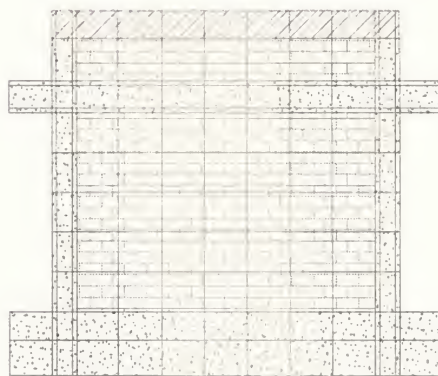


Figura 21 Malla de elementos finitos utilizada.

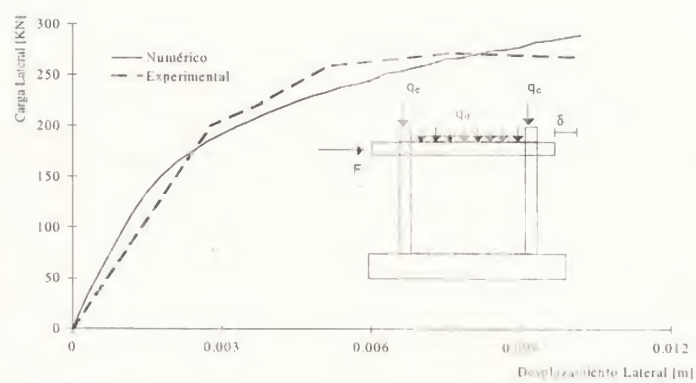


Figura 22 Comparación de resultados obtenidos numéricamente y experimentalmente.

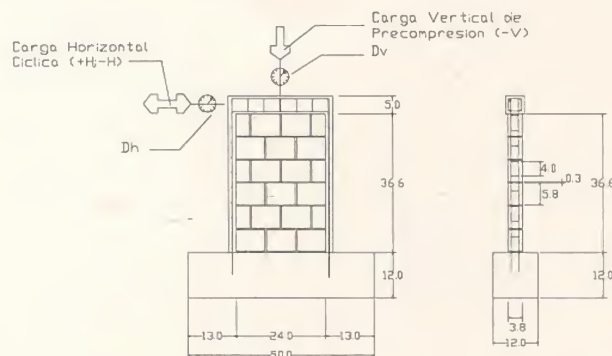


Figura 23 Esquema y dimensiones del modelo de mampostería de bloques a escala reducido.

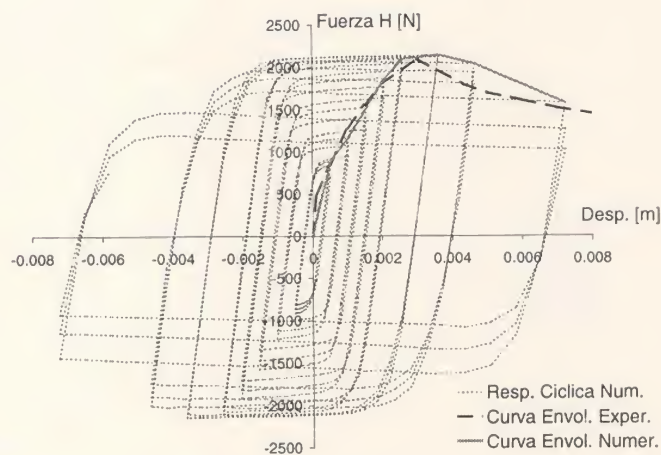


Figura 24 Curvas carga-desplazamiento horizontal del extremo superior.

En las Fig.24 se han representado la curva carga-desplazamiento horizontal del extremo superior obtenida numéricamente, su envolvente y la envolvente de desplazamiento medida experimentalmente. De las mismas se deduce que el modelo reproduce adecuadamente el comportamiento de la mampostería bajo cargas de tipo cíclico.

## 8 CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo que permite reproducir el comportamiento de una amplia gama de materiales ortótropos, entre ellos la mampostería de ladrillos. El mismo, considera a la anisotropía, como un fenómeno evolutivo en función del proceso elastoplástico y del estado tensional del punto. La condición de fluencia es verificada en el espacio ficticio isótropo, por lo que no es necesaria la definición de criterios de falla y de potencial en el espacio anisótropo. La transformación de espacios no lineal, que es necesaria para la definición del modelo sólo precisa de algunas transformaciones y derivadas adicionales respecto del caso isótropo.



Se ha implementado una metodología sencilla y eficiente para la determinación de los parámetros mecánicos a ser introducidos en un modelo con no-linealidad material y anisotropía, tendiente a simular el comportamiento de paneles de mampostería. Esta metodología permite reproducir el comportamiento de la mampostería a partir de las propiedades mecánicas de los materiales intervinientes y de su disposición, sin necesidad de recurrir a ensayos experimentales.

Del análisis de los ejemplos numéricos desarrollados, se concluye que el modelo reproduce adecuadamente el comportamiento de la mampostería, para solicitaciones coincidentes con las direcciones principales de anisotropía. Para solicitaciones combinadas es preciso la definición de un criterio de falla más ajustado.

### Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo económico brindado por el Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET – Argentina), para la realización del presente trabajo.

### Referencias

- Anthoine, A. (1995). "Derivation of the in plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory", *Int J Solids Structures* Vol 12 No 2., 137-163.
- Bernardini A., Modena C., Vescovi U. (1978). "Ricerca Sperimentale sui Parametri di Resistenza e Deformabilità di Murature in Laterizio Normale e Alveolato", *Costruire* N0.109.
- Bernardini A., Modena C., Vescovi U. (1979). "Ricerca Sperimentale sui Parametri di Resistenza e Deformabilità di Murature in Laterizio Normale e Alveolato (Segunda Parte)", *Costruire* N0.114.
- Betten, J. (1981). "Creep Theory of Anisotropic Solids", *Journal of Rheology*, 25(6), 565-581.
- Betten, J. (1988) "Application of tensor functions to the formulation of yield criteria for anisotropic materials", *International Journal of Plasticity* 4, 29-46.
- Contro R., Nova R. (1982). "Comportamiento Statico E Sismico Delle Strutture Murarie", *Editores Sacchi Landriani, Riccioni, R.*, Editorial CLUP, Milan, 15-87.
- Cuomo, M. (1992). "Analysis Of No-Tension Materials Using Penalty Formulation And Complementary Energy", *Computational Plasticity III*. (Eds. Oñate, Hinton, Owen), Barcelona, 6-10, Vol No 2, 2217-2228.
- Dhanasekar M., Page, A.W. (1986). "The influence of brickmasonry infill properties on the behaviour of infilled frames", *Proc.Instn.Civ Engrs*, Part 2 Vol, 593-605.
- Hill, R. (1967). "The Mathematical Theory of Plasticity", *Oxford University Press*, 317-340.
- Lourenço, P.B. (1996). "Computational Strategies for Masonry Structures", *PhD Thesis* Delft University of Technology, The Netherlands.
- Lofti H.R., Shing P.B. (1994). "Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.120, No.1, 63- 80.
- Lubliner J (1990). "Plasticity Theory", *Macmillan Publishing Company*,
- Luccioni B.M. (1993). "Formulación de un Modelo Constitutivo para Materiales Ortótropos", *Tesis doctoral en Ingeniería*, Universidad Nacional de Tucumán.
- Luccioni B., Oller S., Danesi R (1995), "Plastic Damaged Model for Anisotropic Materials", *Applied Mechanics in the Americas*, Vol.I, 124-129.

- Luccioni B., Oller S., Danesi R. (1996), "Coupled Plastic-Damaged Model", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 129, 81-89.
- Luccioni, B., Martín, P.E. (1997). "Modelo Elastoplástico para Materiales Ortótropos", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Diseño y Cálculo en Ingeniería*, Vol. 13, 4, 603-614.
- Malvern L.E. (1969). "Introduction to the mechanics of a continuous medium", *Prentice Hall Inc.*, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Martín P., Ledesma, J., Ramallo J.C. (1995a). "Ensayos a la compresión de pilas y a la compresión diagonal de muretes de ladrillos cerámicos portantes huecos", *Referencia E-02-95*, Serie: Asesoramiento Laboratorio de Estructuras, Universidad Nacional de Tucumán.
- Martín, P., Luccioni, B., Danesi, R. (1995b). "Comportamiento De Unidades De Mampostería De Ladrillos Cerámicos Huecos", *Proc. XXVII Jorn. Sud. de Ing. Estr.*, Vol III, 147-158.
- Martín, P.E. (1997). "Estudio Teórico del Comportamiento de la Mampostería", *Tesis de Magister en Ingeniería Estructural*, Universidad Nacional de Tucumán.
- Mehrabi A.B., Shing P.B., Schuller M.P., Noland J.L. (1996). "Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames", *Int Journal of Structural Engineering*, Vol.122 Nro 3, 228-237.
- Naraine K., Sinha S. (1991). "Model for Cyclic Compressive Behavior of Brick Masonry", *ACI Structural Journal* V.88, No.5, 603-609.
- Oller S. (1988a). "Un Modelo de Daño Continuo para Materiales Friccionales", *Tesis doctoral* Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Barcelona.
- Oller, S., Oliver, J., Lubliner, J., Oñate, E. (1988b). "Un Modelo Constitutivo de Daño Plástico para Materiales Friccionales. Parte I: Variables Fundamentales, Funciones de Fluencia y Potencial", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol.4, pp.397-431.
- Oller S., Oñate E., Miquel J. (1993a). "Simulation of an Anisotropic Elastic- Plastic Behaviour of Materials by Means of an Isotropic Formulation", *2nd U.S. National Congress on Computational Mechanics*, Washington, U.S.A..
- Oller, S., Botello, S., Miquel, J. and Oñate, E. (1993b). "An anisotropic elasto-plastic model based on an isotropic formulation", *Int. J. Eng. Comp.*, vol.12, 245-262.
- Page, Adrian W. (1978). "Finite Element Model for Masonry", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, No. ST8, 1267-1285.
- Page, Adrian W. (1981). "The Biaxial compressive strength of brick masonry", *Proc. Instn. Civ. Engrs*, Part 2, 893-906.
- Pietruszczak, S.; Niu, X. (1992). "A Mathematical Description Of Macroscopic Behaviour Of Brick Masonry". *Int J. Solids Mechanics*, Vol 29 No. 5, 531-564.
- Rots J.G. (1991). "Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry", *HERON* 36 (2), 49-63.
- Sulem J., Mühlhaus, H.B. (1997). "A Continuum model for periodic two-dimensional block structures", *Mechanics of cohesive Frictional Materials*, Vol 2, 31-46.
- Tomazevic M., Klemenc I. (1997). "Seismic Behaviour of Confined masonry Walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, 1059-1071.
- Truesdell, C. and Toupin, R. (1960). "The classical field theories", *Ed. by S. Flugge - Handbuch der Physik III/1*, Springer Verlag, Berlin.



## **Estimación del riesgo sísmico relativo de Santa Fe de Bogotá, Colombia**

Omar Darío Cardona

Profesor, Universidad de los Andes  
Presidente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica  
Apartado 092838, Bogotá, Colombia

### **RESUMEN**

Santa Fe de Bogotá, capital de Colombia, es una urbe de 7 millones de habitantes que se encuentra localizada en una zona de moderada amenaza sísmica de Sur América. La ciudad tiene 19 alcaldías menores con notables diferencias físicas, económicas y sociales. En conjunto, el riesgo sísmico de Santa Fe de Bogotá es alto, pero las estimaciones comparativas de riesgo de sus localidades son muy distintas debido a sus diferencias sociales, económicas y de resiliencia. Aunque la ciudad cuenta con una microzonificación sísmica detallada y con escenarios de pérdidas por terremoto estimados, ha sido necesario analizar otras variables importantes de cada alcaldía menor para estimar el riesgo sísmico real en cada una. Se desarrolló un estudio comparativo y holístico para incluir aspectos sociales y económicos adicionales a las variables sismológicas y de ingeniería obtenidas del estudio detallado de microzonificación. Este artículo presenta el enfoque multidisciplinario usado, la metodología, los resultados y cómo la administración de la ciudad podría usarlos, desde la perspectiva de la planificación sectorial, para promover medidas de prevención de acuerdo con la estimación del riesgo de cada alcaldía menor.

### **ABSTRACT**

Bogota, the Capitol City of Colombia, is a 7 million people urban centre placed in a moderate seismic hazard prone area of South America. The city has 19 districts with significant physical, economical, and social differences. As a whole, the seismic risk of Bogota is high, but the comparative risk results of its districts are very different depending on social, economic, and resilience differences. Although the city has evaluated detailed seismic microzonation and earthquake loss scenarios, it was necessary to analyse other important variables at district level to estimate the real seismic risk of each one. A comparative and holistic study was developed to



include social, economical issues besides the seismological and engineering variables obtained of the detailed microzoning study. This paper presents the multidisciplinary approach used, the methodology, the results, and how the city administration might use them, from the sectoral planning perspective, to promote mitigation measures according to the risk estimation of each district.

## 1 ENFOQUE HOLÍSTICO

En los últimos años, desde la perspectiva de los desastres naturales, el riesgo se ha intentado dimensionar, para efectos de la gestión, como las posibles consecuencias económicas, sociales y ambientales que pueden ocurrir en un lugar en un tiempo determinado. Sin embargo, la conceptualización del riesgo no ha sido integral sino fragmentada, de acuerdo con el enfoque de cada disciplina involucrada en su valoración. Para estimar el riesgo de acuerdo con su definición es necesario tener en cuenta, desde un punto de vista multidisciplinario, no solamente el daño físico esperado, las víctimas o pérdidas económicas equivalentes, sino también factores sociales, organizacionales e institucionales, relacionados con el desarrollo de las comunidades. En la escala urbana, por ejemplo, la vulnerabilidad como factor interno de riesgo, debe relacionarse no solamente con la exposición del contexto material o su susceptibilidad física de ser afectado, sino también con las fragilidades sociales y la falta de resiliencia de la comunidad expuesta. La falta de organización institucional y comunitaria, las debilidades en los preparativos para la atención de emergencias, la inestabilidad política y la falta de salud económica de un área geográfica contribuyen a tener un mayor riesgo. Por lo tanto, las consecuencias potenciales no sólo están relacionadas con el impacto del evento, sino también con la capacidad para soportar el impacto y las implicaciones del impacto en el área geográfica considerada.

La evaluación del riesgo puede llevarse a cabo mediante la siguiente formulación general: Una vez conocida la amenaza o peligrosidad  $H_i$ , entendida como la probabilidad que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a  $i$  durante un período de exposición  $t$ , y conocida la vulnerabilidad  $V_e$ , entendida como la predisposición intrínseca de los elementos expuestos a ser afectados o de ser susceptibles a sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con una intensidad  $i$ , el riesgo  $R_{ie}$  puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento  $e$ , como consecuencia de la ocurrencia de un evento con una intensidad mayor o igual a  $i$ ,

$$R_{ie} | t = (H_i \cdot V_e) | t \quad (1)$$

es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo  $t$  dado (Cardona, 1986).

Aquí se propone una conceptualización del riesgo desde la perspectiva de considerar no solamente variables sísmicas y estructurales, sino también variables económicas, sociales, de capacidad de respuesta o recuperación posterremoto, o resiliencia, que permitan orientar de manera efectiva las decisiones de mitigación del riesgo. Una estimación de este tipo podría considerarse holística, es decir integral o completa del riesgo. Para el efecto, se parte de las estimaciones de pérdidas o escenarios urbanos de daños por sismo, debido a que son el resultado de la convolución de la amenaza sísmica, o microzonificación de la ciudad, y la vulnerabilidad física de las edificaciones y de la infraestructura; aspectos a partir de los cuales se define un índice de riesgo físico o "hard". Posteriormente, se valora un índice de riesgo del contexto o "soft", resultado de la estimación del descriptor de amenaza sísmica relativa y su convolución con el descriptor de vulnerabilidad del contexto, que se basa en indicadores de exposición, fragilidad social y resiliencia relativa de las unidades de análisis que conforman el centro urbano. Dichas unidades de análisis pueden ser alcaldías menores, distritos o localidades con alguna autonomía administrativa, que faciliten a la autoridad administrativa de la ciudad a llevar a cabo

la gestión del riesgo utilizando los resultados de la estimación holística y multidisciplinaria del riesgo sísmico urbano.

## 2 METODOLOGÍA

El procedimiento propuesto para estimación holística y relativa del riesgo sísmico urbano parte de la identificación de unas unidades de análisis,  $k$ , que son las áreas para las cuales se determina el índice de riesgo sísmico total,  $IR_{T_k}$ , el cual está expresado por:

$$IR_{T_k} = IR_{H_k} \cdot \delta_{IRH_k} + IR_{S_k} \cdot \delta_{IRS_k} \quad (2)$$

donde  $IR_{H_k}$ , es el índice de riesgo sísmico duro o físico (*hard*), el cual está basado en descriptores obtenidos de los estimativos de las pérdidas potenciales urbanas que pueden causar futuros terremotos;  $IR_{S_k}$ , es el un índice de riesgo sísmico del contexto o blando (*soft*), obtenido del producto escalado de los descriptores de amenaza sísmica y de vulnerabilidad del contexto, y  $\delta_{IRH_k}$ ,  $\delta_{IRS_k}$  son los factores de participación de cada índice para cada área de análisis  $k$ ; por su parte

$$IR_{H_k} = \sum_i X_{IR_i} \cdot \delta_{IR_i} \quad (3)$$

donde  $X_{IR_i}$  es el valor de cada indicador  $i$  obtenido de la información de los escenarios de pérdidas y  $\delta_{IR_i}$  el factor de participación de cada indicador  $i$ , para cada área de análisis  $k$ ; y

$$IR_{S_k} = \alpha((H_{S_k} - \beta)(V_{S_k} - \beta) + \beta) \quad (4)$$

siendo  $H_{S_k}$  el descriptor de amenaza sísmica del contexto,  $V_{S_k}$ , el descriptor de vulnerabilidad del contexto, y  $\alpha$  y  $\beta$  constantes de visualización relativas a la media y la desviación estandar de los valores, que se mencionan adelante en la técnica de escalamiento. A su vez

$$H_{S_k} = \sum_i X_{H_i} \cdot \delta_{H_i} \quad (5)$$

siendo  $X_{H_i}$  el valor de los indicadores  $i$  obtenido del estudio de microzonificación sísmica urbana y  $\delta_{H_i}$  el factor de participación de cada indicador  $i$ , para cada área de análisis  $k$ ;

$$V_{S_k} = EV_k \cdot \delta_{E_k} + FV_k \cdot \delta_{F_k} + RV_k \cdot \delta_{R_k} \quad (6)$$

donde,  $EV_k$ ,  $FV_k$ ,  $RV_k$  son indicadores de exposición, fragilidad social y falta de resiliencia, y  $\delta_{E_k}$ ,  $\delta_{F_k}$ ,  $\delta_{R_k}$  son sus factores de participación para cada área de análisis  $k$ , lo que es equivalente a

$$V_{S_k} = (\sum_i X_{E_i} \cdot \delta_{E_i}) \delta_{E_k} + (\sum_i X_{F_i} \cdot \delta_{F_i}) \delta_{F_k} + (\sum_i X_{R_i} \cdot \delta_{R_i}) \delta_{R_k} \quad (7)$$

siendo  $X_{E_i}$ ,  $X_{F_i}$ ,  $X_{R_i}$ , los valores de los indicadores  $i$  que componen la exposición, fragilidad social y falta de resiliencia y  $\delta_{E_i}$ ,  $\delta_{F_i}$ ,  $\delta_{R_i}$ , la participación de cada indicador  $i$ , para cada área de análisis  $k$ , respectivamente.

Estos índices, descriptores, factores e indicadores se deben definir con base en información disponible para todas las unidades de análisis. Conceptualmente deben reflejar, de la manera más directa posible, lo que se quiere valorar y debe evitarse el uso simultáneo de variables o indicadores que expresen aproximadamente el mismo aspecto. La figura 1 indica la composición de los índices de riesgo de acuerdo con la nomenclatura mencionada.



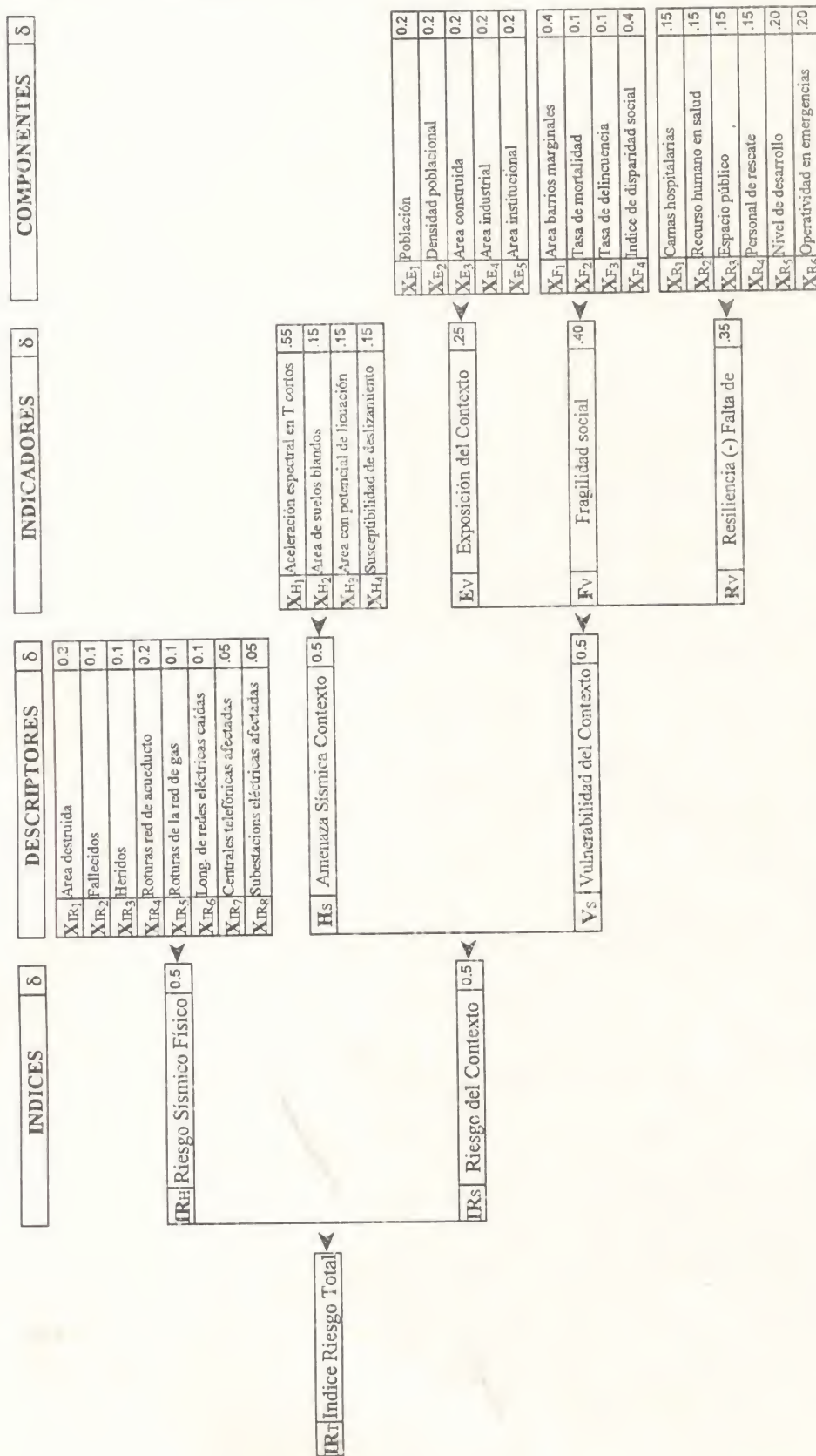


Figura 1. Índices de riesgo relativo para las Alcaldías Menores de Santa Fe de Bogotá con los factores de participación utilizados.



### 1.1 ESCALAMIENTO

Antes de integrar mediante una combinación lineal los indicadores en descriptores y a su vez los descriptores en factores e índices, éstos deben ser escalados en unidades compatibles que permitan hacer análisis relativos commensurables. El área el espacio público para la atención masiva de personas y el personal de rescate, por ejemplo, no pueden relacionarse en forma directa, porque en el primero se utilizan m<sup>2</sup> y en el segundo personas. La técnica adoptada para este caso es escalar con respecto a la media  $\bar{X}_i$  y la desviación estándar  $S_i$ , así:

$$X'_{ik} = \frac{X_{ik} - (\bar{X}_i - \beta S_i)}{\alpha S_i} \quad \text{ó} \quad X'_{ik} = \frac{-X_{ik} + (\bar{X}_i + \beta S_i)}{\alpha S_i} \quad (8)$$

donde las  $X'_{ik}$  y  $X_{ik}$  son el valor escalado y el dato crudo, para la localidad  $k$  y el indicador  $i$ , y  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes de visualización relacionadas con la media y la desviación estándar; así si  $\alpha$  es 0.8 y  $\beta$  es 4.0 los valores de los indicadores se escalan con respecto a la media (0.0) más 5.0 ( $\beta/\alpha$ ) y la desviación estándar (1.0) se expande 1.25 ( $1/\alpha$ ). Estas constantes se deben mantener durante todo el procedimiento de escalamiento. La ecuación cambia de signo cuando el indicador es inverso al factor que se valora, como es el caso de los indicadores de resiliencia, los cuales son inversos a la vulnerabilidad del contexto.

Expresar el resultado como una combinación lineal implica que no existe interacción entre los indicadores o entre los indicadores y los factores de participación utilizados para la ponderación. No obstante, casi todos los índices de este tipo, desarrollados hasta la fecha, usan un enfoque basado en una combinación lineal y la búsqueda de otros enfoques ha permitido concluir que la combinación lineal es aceptable, si se tienen en cuenta las incertidumbres e imprecisiones inherentes de los datos. Por otra parte, hacer de un índice riesgo una función no lineal podría llegar a ser más adecuado, pero no es claro qué tipo de función podría ser y su complejidad asociada hace que el enfoque termine por ser inconsistente con el objetivo de buscar una metodología sencilla para obtener un índice fácil de evaluar y de fácil entendimiento.

### 1.2 PONDERACIÓN

Una vez los indicadores son commensurables, se debe realizar su ponderación. El factor de participación de cada indicador ilustra que tan importante es el indicador con respecto a los demás en la determinación de un factor componente o del mismo índice de riesgo sísmico. Un índice de esta naturaleza debe tratar de capturar el conocimiento colectivo de todos los expertos para definir su valor, concebido por un grupo como un todo. La ponderación es correcta siempre que cumpla con esa meta. Una variedad de técnicas de ponderación ha sido usada para la construcción de otros índices compuestos, sin embargo todos aquellos propuestos con base en técnicas estadísticas requieren, o que las variables dependientes puedan ser medidas directamente (por ejemplo, regresión), o que los indicadores estén bien correlacionados (por ejemplo, análisis de componentes principales). Dado que el riesgo no puede ser medido directamente y los indicadores no están bien correlacionados, cualquiera de las técnicas con esos prerrequisitos no es más efectiva. La única opción que queda para la ponderación es la evaluación subjetiva por parte de expertos. Aunque esta técnica parece ser indeseable por algunos, por la falta de una base explícitamente replicable, es la única opción factible y razonable para capturar el criterio, la experiencia y el juicio de expertos (Davidson, 1997). Los factores de participación se pueden obtener mediante redes neuronales que lleven a cabo la *defuzzificación* de las variables formuladas a través de conjuntos difusos (*fuzzy sets*). Este tipo de técnica facilita, mediante funciones de pertenencia, el manejo de apreciaciones cualitativas de expertos y variables lingüísticas de valoración. La descripción uso detallado de esta técnica está fuera del alcance de este artículo.

## 2 ESTIMACIÓN RELATIVA DEL RIESGO SÍSMICO

Mediante la metodología antes descrita, para un centro urbano conformado por un conjunto de áreas suburbanas, tales como alcaldías menores, distritos, localidades o comunas, la determinación del riesgo sísmico relativo para cada una de las unidades de análisis se obtiene de estimar el índice de riesgo sísmico físico y el índice de riesgo sísmico del contexto. La agregación de estos dos índices permite llegar a una valoración holística o integral del riesgo.

En cada ciudad existen indicadores o evaluaciones de orden sísmico, poblacional, estadístico, etc. que pueden utilizarse para determinar de manera aspectos que representen o reflejen las variables que se desean valorar. Aquí se presenta la estimación de índices, descriptores, indicadores y componentes para las 19 alcaldías menores de Santa Fe de Bogotá.

### 2.1 ÍNDICE DE RIESGO FÍSICO

Para la determinación del índice de riesgo físico (*hard*), en el caso de Santa Fe de Bogotá se definieron los siguientes descriptores, los cuales fueron normalizados de acuerdo con el área de cada alcaldía local:

1. *Área destruida por sismo*,  $X_{IR1}$ : Definida como el área probable de destrucción en  $m^2$  de las zonas construidas, estimada según la metodología ATC-13/FEMA, modificada por la Universidad de los Andes, en el marco de un escenario sísmico hipotético para la ciudad.
2. *Número de fallecidos*,  $X_{IR2}$ ; *Número de heridos*,  $X_{IR3}$ : Definidos como el número probable de muertos y heridos, utilizando estimativos similares a los propuestos por Whitman *et al* (1973) y ajustados en el ATC-13, en el marco de un escenario sísmico hipotético para la ciudad.
3. *Roturas de la red de acueducto*,  $X_{IR4}$ ; *Roturas de la red de gas*,  $X_{IR5}$ ; *Longitud caída de redes eléctricas*,  $X_{IR6}$ : Definidos como el número probable de roturas que se presentarían en las redes de acueducto y gas y la longitud caída de la red eléctrica, estimados según la metodología de la ATC-13, en el marco de un escenario sísmico hipotético.
4. *Número de centrales telefónicas afectadas*,  $X_{IR7}$ ; *Número de subestaciones eléctricas afectadas*,  $X_{IR8}$ : Definidos como el número de las centrales telefónicas y subestaciones eléctricas con una alta vulnerabilidad sísmica de acuerdo con la evaluación simplificada desarrollada con base en el ATC-21 y otros parámetros adicionales.

La figura 2 ilustra los resultados del índice de riesgo físico, obtenidos para las diez y nueve alcaldías menores de la ciudad.

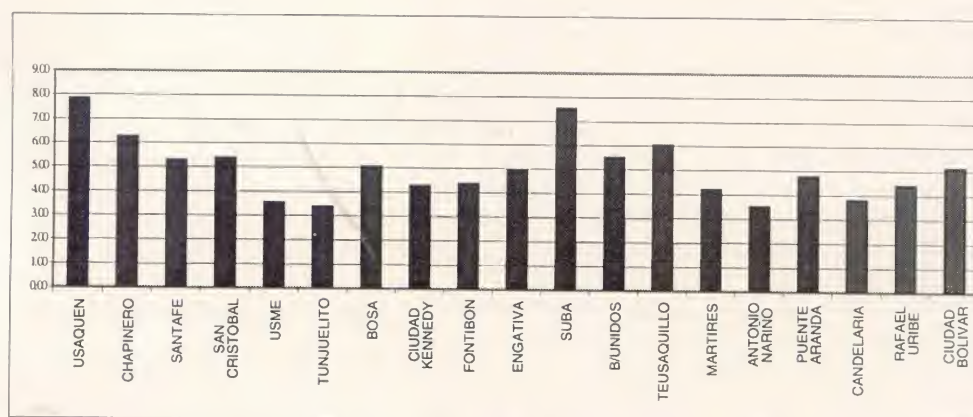


Figura 2 Índice de Riesgo Físico basado en los escenarios de pérdidas.



Los descriptores que componen el índice de riesgo físico son valores estimados de la convolución de la amenaza sísmica, obtenida de la microzonificación de la ciudad y de la vulnerabilidad física de las edificaciones y la infraestructura de servicios públicos. Una descripción resumida de dicha evaluación se encuentra en el Apéndice A.

## 2.2 ÍNDICE DE RIESGO DEL CONTEXTO

El índice de riesgo del contexto (*sofi*), para Santa Fe de Bogotá, se definió como el resultado del producto escalado del factor de amenaza sísmica y del factor de vulnerabilidad del contexto para cada alcaldía local. Este producto se debe a que la amenaza y la vulnerabilidad son mutuamente condicionantes y concomitantes para que exista el riesgo; lo que equivale a la convolución de los descriptores que lo componen. A continuación se definen estos descriptores y se relacionan sus indicadores componentes:

1. Amenaza sísmica del contexto,  $H_{sk}$ : Definida como una agregación de valores que expresan el nivel de peligro sísmico que se presenta en el área que cubre la alcaldía menor, caracterizada por particularidades relativas a la acción sísmica. Para su determinación, en este caso, se definieron los siguientes indicadores:
  - 1.1 Aceleración espectral,  $X_{H1}$ : Definida como el promedio ponderado del valor espectral de aceleración sísmica para períodos  $T$  entre 0.2s y 0.5s de las zonas de microzonificación sísmica que tienen influencia en el área de la localidad considerada.
  - 1.2 Área de suelos blandos,  $X_{H2}$ : Definida como el porcentaje de área de la alcaldía menor que es susceptible a la amplificación sísmica por las características dinámicas del suelo.
  - 1.3 Área con potencial de licuación,  $X_{H3}$ : Definida como el porcentaje de área de la alcaldía menor que presenta suelos arenosos no consolidados y saturados con alto potencial de licuación en caso de sismos moderados o fuertes.
  - 1.4 Área con susceptibilidad al deslizamiento,  $X_{H4}$ : Definida como el porcentaje de área de la alcaldía menor que presenta zonas con potencial inestabilidad de laderas en caso de sismos moderados o fuertes.

La figura 3 ilustra el descriptor de amenaza sísmica del contexto para las 19 alcaldías menores de la ciudad.

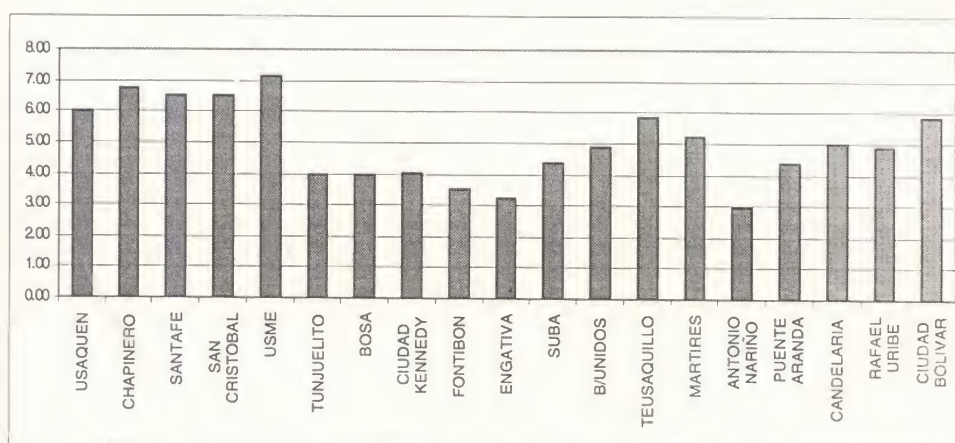


Figura 3 Descriptor de la amenaza sísmica del contexto.

2. Vulnerabilidad sísmica del contexto,  $V_{sk}$ : Definida como la agregación de valores que expresan aspectos de exposición poblacional, económica y estratégica, ausencia de desarrollo económico y social, debilidades para absorber el impacto, deficiencias en la gestión institucional y falta de



capacidad para la respuesta en caso de emergencia, que reflejan y diferencian la vulnerabilidad global de cada alcaldía menor. Para su determinación, se definieron tres indicadores:

- 2.1 *Exposición*,  $EV_k$ : Definida como el volumen normalizado de población, edificaciones y bienes económicos y estratégicos expuestos a la acción sísmica en el área que cubre la alcaldía menor. Para su determinación, en este caso, se definieron los siguientes componentes:
  - 2.1.1 *Población*,  $XE_1$ : Definida como el número promedio de habitantes expuestos en miles en el área que cubre la jurisdicción de la alcaldía menor.
  - 2.1.2 *Densidad poblacional*,  $XE_2$ : Definida como el número habitantes dividido por el área construida, lo que refleja el grado de concentración y congestión de personas en el área de la alcaldía menor.
  - 2.1.3 *Área construida*,  $XE_3$ : Definida como el área normalizada de edificación y desarrollo urbano en el área que cubre la alcaldía menor.
  - 2.1.4 *Área industrial*,  $XE_4$ : Definida como el área normalizada de zonas industriales, fábricas o empresas en el área de la alcaldía menor, lo cual refleja valores y dependencia económica.
  - 2.1.5 *Área institucional*,  $XE_5$ : Definida como el área normalizada de zonas de uso institucional o gubernamental en la jurisdicción de la alcaldía menor, lo cual refleja valores estratégicos y dependencia política.
- 2.2 *Fragilidad social*,  $FV_k$ : Definida como el inverso del déficit de desarrollo, económico y social caracterizado por las condiciones de marginalidad, bajo nivel de salubridad, delincuencia y necesidades básicas insatisfechas de la población ubicada en el área que cubre la alcaldía menor. Para su determinación, en este caso, se definieron los siguientes componentes:
  - 2.2.1 *Área de barrios marginales*,  $XF_1$ : Definida como el área normalizada de asentamientos humanos ilegales con deficiencia de servicios públicos y de baja estratificación socioeconómica en el área que cubre la jurisdicción de la alcaldía menor.
  - 2.2.2 *Mortalidad*,  $XF_2$ : Definida como la tasa o número de personas que mueren anualmente por causa natural por cada mil habitantes en la jurisdicción de la alcaldía menor.
  - 2.2.3 *Delincuencia*,  $XF_3$ : Definida como la tasa o número de delitos anuales por cada mil habitantes en el área de la alcaldía menor, el cual representa deterioro social en la zona.
  - 2.2.4 *Disparidad social*,  $XF_4$ : Definida como el nivel de necesidades básicas insatisfechas y de desarrollo humano relativo de la alcaldía menor.
- 2.3 *Falta de resiliencia*,  $RV_k$ : Definida como el inverso de la capacidad económica, social e institucional (resiliencia), que representa la debilidad para absorber el impacto de una crisis, la falta de capacidad para responder en caso de emergencia y las deficiencias en la gestión institucional en la alcaldía menor. Para su determinación se definieron los siguientes componentes:
  - 2.3.1 *Camas hospitalarias*,  $XR_1$ : Definido como el número de camas normalizado del conjunto de hospitales e instituciones de salud en el área que cubre la alcaldía menor.
  - 2.3.2 *Recurso humano en salud*,  $XR_2$ : Definido como el número normalizado de médicos y enfermeras que trabajan en las instituciones de salud localizadas en la jurisdicción de la alcaldía menor.
  - 2.3.3 *Espacio público*,  $XR_3$ : Definido como el área normalizada de espacio disponible para el albergue o alojamiento temporal y la atención masiva de emergencias en el área que cubre la alcaldía menor.
  - 2.3.4 *Personal de rescate*,  $XR_4$ : Definido como el número normalizado de socorristas de Cruz Roja, Defensa Civil y Bomberos disponible en la zona de influencia de la alcaldía menor.
  - 2.3.5 *Nivel de desarrollo*,  $XR_5$ : Definido como la calificación del nivel de calidad de vida, organización y planeamiento urbano en el área de la alcaldía menor, valorado por la Secretaría de Planeación de la ciudad.

2.3.6 *Operatividad en emergencias,  $X_{R6}$* : Definida como la calificación de la preparación y la capacidad de respuesta institucional del comité operativo de emergencias de la alcaldía menor, valorado la Oficina de Prevención y Atención de Emergencias de la ciudad.

La figura 4 presenta los valores de los indicadores de exposición, fragilidad social y falta de resiliencia que componen el descriptor de vulnerabilidad del contexto. La figura 5 ilustra los valores agregados del mismo descriptor.

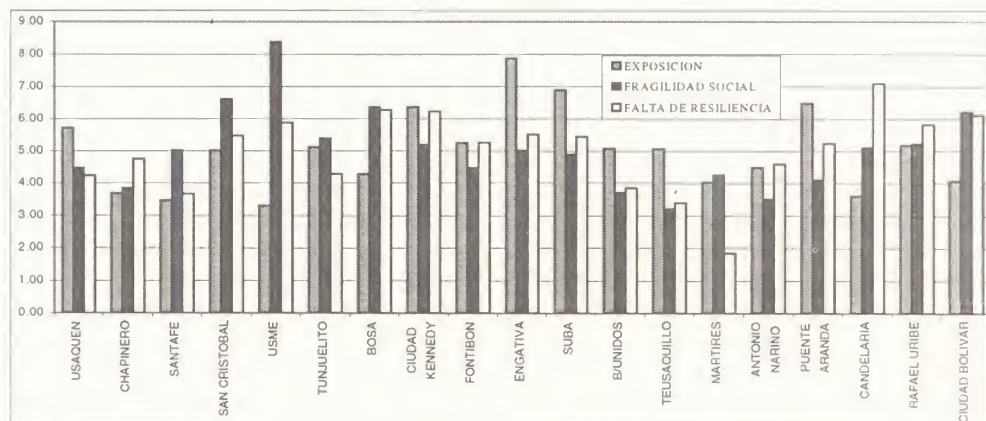


Figura 4 Descriptor de vulnerabilidad del contexto desagregado en indicadores.

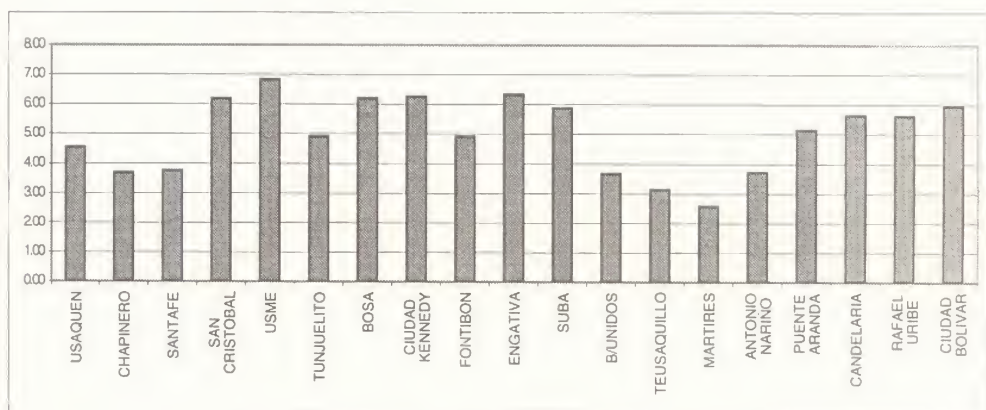


Figura 5 Descriptor de vulnerabilidad del contexto.

Las figura 6 presenta los valores de los descriptores de amenaza y vulnerabilidad del contexto, la figura 7 ilustra los valores de los índices de riesgo sísmico físico y del contexto y la figura 8 presenta los valores del índice de riesgo sísmico total ordenados de menor a mayor. Este tipo de gráficas permiten categorizar y priorizar las alcaldías que presentan los mayores valores comparativos. Por otra parte, el conjunto de gráficas de la figura 9 presenta la desagregación de los indicadores del riesgo sísmico físico, de descriptor de amenaza sísmica y de los indicadores de exposición, fragilidad social y falta de resiliencia de una de las alcaldías menores. Este tipo de gráficos, entre otros, permite identificar qué indicadores tienen mayor incidencia comparativa y por lo tanto a cuáles de ellos se deben dirigir las medidas de mitigación y prevención.



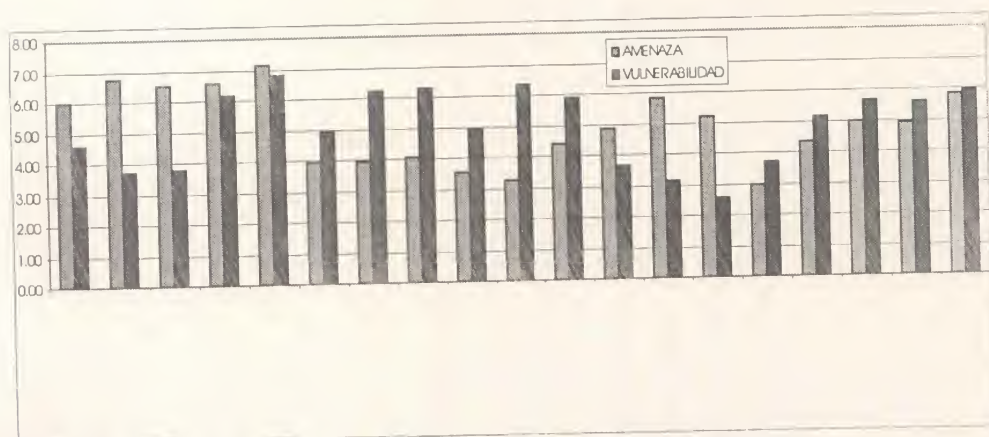


Figura 6 Descriptores de amenaza y vulnerabilidad del contexto.

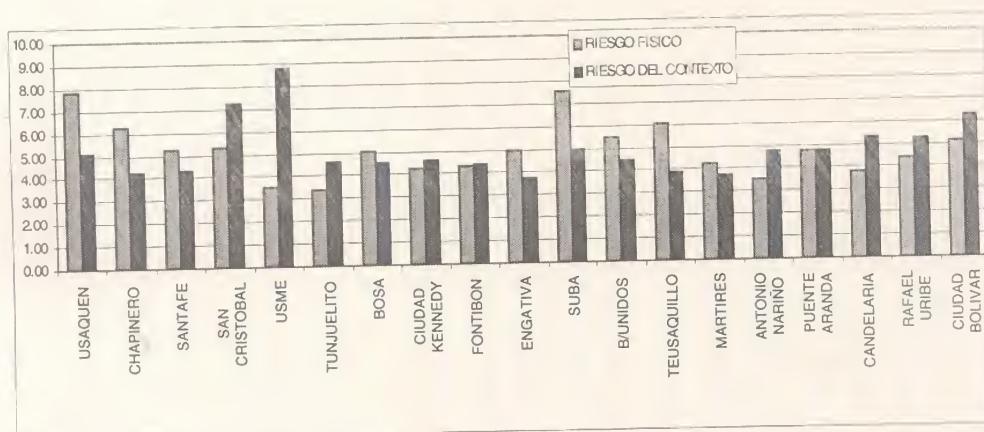


Figura 7 Índices de riesgo sísmico físico y riesgo sísmico del contexto.

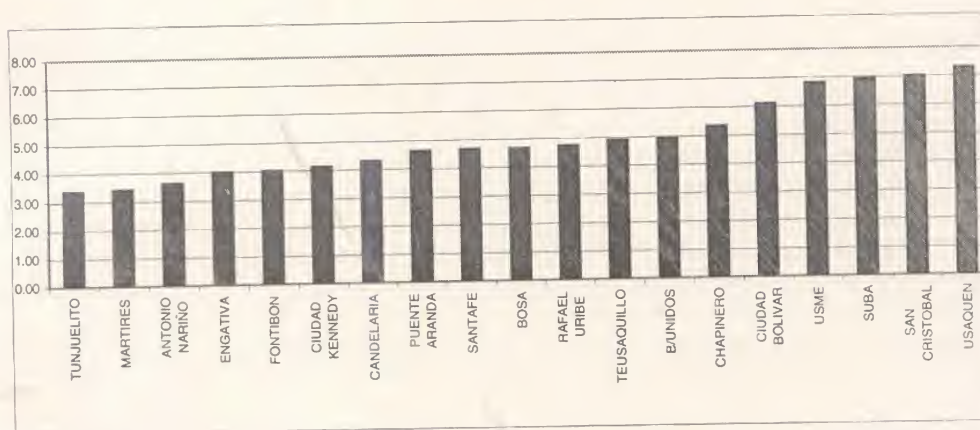
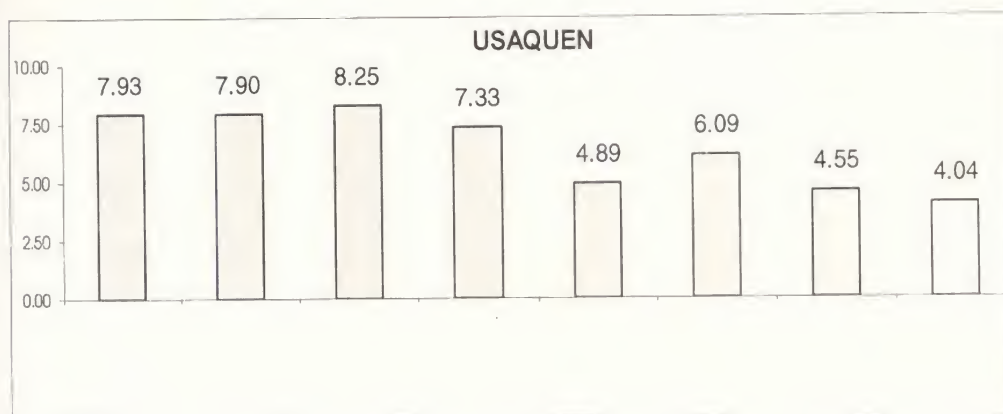
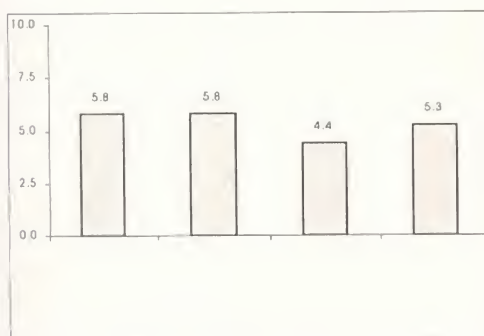


Figura 8 Categorización de las alcaldías menores por el índice de riesgo sísmico total.

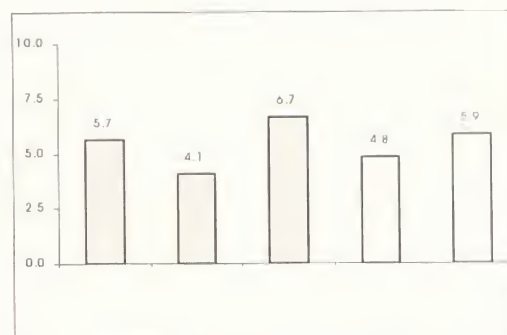




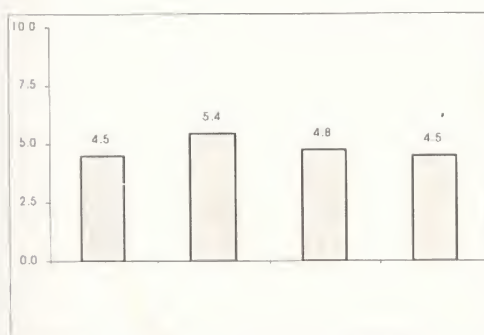
Escenario de pérdidas por terremoto.



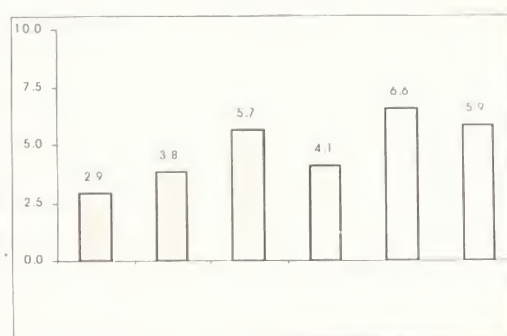
Amenaza sísmica



Exposición



Fragilidad social



Resiliencia

**Figura 9** Desagregación de indicadores para una alcaldía menor.

### 3 CONCLUSIÓN

Se ha desarrollado un modelo para la estimación de un índice de riesgo sísmico relativo de las localidades que conforman un centro urbano metropolitano. Esta metodología, aplicada a Santa Fe de Bogotá, Colombia, ha permitido categorizar la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de las diferentes alcaldías menores de la ciudad desde una perspectiva holística. En este método se puede actualizar fácilmente el valor de las variables, lo que favorece la realización de análisis de sensibilidad y calibración. De la misma manera, puede llevarse a cabo el seguimiento del escenario de riesgo y de la efectividad y eficiencia de las medidas de prevención y mitigación. Una vez graficados los resultados, para cada una de las localidades, es sencillo identificar los aspectos más relevantes del riesgo sísmico relativo, sin la necesidad de realizar mayores esfuerzos de análisis e interpretación de resultados. La principal ventaja de la técnica aquí planteada es la posibilidad de "devolverse" mediante la desagregación de los índices en descriptores y éstos a su vez en indicadores, e identificar por qué razón una localidad presenta un mayor índice de riesgo. Esta virtud del método permite verificar los resultados y priorizar las acciones prevención y planificación que se deben implementar para intervención y modificación de las condiciones que más influyen en el riesgo sísmico de la ciudad.

### REFERENCIAS

- Alcaldía Mayor de Santafé de Bogotá D.C., 1997: "Bogotá 2000: Pacto para una ciudad Competitiva con Equidad", Santafé de Bogotá.
- Cardona, O.D., 1986, "Estudios de Vulnerabilidad y Evaluación del Riesgo Sísmico; Planificación Física y Urbana en Areas Propensas", Seminario Nacional Sobre Prevención y Manejo de Catástrofes Naturales, Asociación de Ingenieros Estructurales, Medellín.
- Cardona, O.D., 1999, "Environmental management and disaster prevention: two related topics. A holistic risk assessment and management approach", *Natural Disaster Management*, London.
- Cardona, O.D., Yamín, L.E., 1997, *Seismic Microzonation and Estimation of Earthquake Loss Scenarios: Integrated Risk Mitigation Project of Bogotá, Colombia*, EERI Earthquake Spectra, Vol 13, No 4, November 1997, Oakland, California.
- Departamento Administrativo de Planeación Distrital, 1991, "Hogares con Necesidades Básicas Satisfechas, y Necesidades Básicas insatisfechas, según Sexo y edad del jefe de la Familia". Fuente: encuesta de Pobreza y Calidad de vida - Bogotá 1991.
- Departamento Administrativo de Planeación Distrital, 1997, "Desarrollos residenciales de origen clandestino en trámite de legalización", Junio de 1997.
- Davidson, R., 1997, "An Urban Earthquake Disaster Risk Index", The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Report No. 121, June 1997, Stanford.
- SIED, 1995: Proyecto Sistema de Información estadística Distrital, Bogotá.
- Universidad de los Andes, 1996, "Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá", Ingeominas, 17 Volúmenes, Santa Fe Bogotá.



## APÉNDICE A. RIESGO SÍSMICO FÍSICO DE SANTA FE DE BOGOTÁ

Este apéndice presenta un resumen de la base conceptual, los análisis, los resultados y las aplicaciones de los estudios de microzonificación sísmica y de la estimación de los escenarios de pérdidas en caso de sismos probables, establecidos por los estudios de amenaza sísmica y el comportamiento de los suelos en el área donde se encuentra localizada la ciudad.

### MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

La ciudad de Bogotá, Distrito Capital de Colombia, está localizada en las inmediaciones de un ambiente sismotectónico que demuestra, desde el punto de vista geológico, actividad sísmica reciente, aunque desde el punto de vista histórico no se tenga la percepción de dicha actividad debido a la baja frecuencia relativa de eventos importantes. Esta aparente contradicción debe verse con extrema cautela dado que no es correcto suponer que como en los últimos años no ha ocurrido un sismo intenso así han de seguir las cosas. El sismo del 19 de enero de 1995, de magnitud 6.5 grados Richter que ocurrió a 120 km de Bogotá, tuvo una aceleración de sólo el 0.03g (después de amplificado por el suelo), es decir 7 veces menos que el valor máximo probable esperado (0.20% g) para el cual se deben diseñar los edificios en la ciudad; no obstante este evento causó 5 víctimas, 28 heridos, daños en 40 edificios, crisis en los sistemas de comunicaciones, 30 accidentes de tránsito y dos incendios en la capital.

No obstante que existía un estudio general de amenaza sísmica de Colombia realizado en 1983, el cual fue recientemente actualizado (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1996), para este estudio se llevó a cabo un nuevo análisis detallado de la amenaza sísmica regional y local de Bogotá. El Ingeominas y la Universidad de los Andes realizaron un trabajo conjunto de sismología histórica, tectónica regional y neotectónica con el fin de precisar las trazas y la actividad de las fallas geológicas más importantes del área en donde se encuentra la ciudad. Igualmente, se llevó a cabo una revisión y ajuste del catálogo sísmico de eventos, el cual ha sido alimentado de manera notable en los últimos años con sismos registrados tanto en acelerómetros digitales como en las estaciones sismológicas de la nueva red sísmológica nacional que opera vía satélite desde 1991.

Del estudio de amenaza sísmica se pudo obtener que Bogotá se encuentra amenazada principalmente por el conjunto de fallas que conforman la falla Frontal de la Cordillera Oriental, las cuales pueden llegar a tener eventos del orden de 7 a 7.5 grados en la escala de magnitudes de Richter a una distancia del orden de 60 km al oriente de la ciudad. Sin embargo, la existencia de otras fallas activas alrededor y el potencial de ocurrencia de sismos lejanos que pueden amplificarse notablemente debido a las propiedades del suelo de la ciudad, ratifica que la amenaza sísmica de Bogotá no depende de una sola fuente sísmogénica sino de una amplia provincia de accidentes geotectónicos.

Teniendo en cuenta la información existente y complementándola con nuevos estudios geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos y geofísicos (gravimetría, microtemores, down hole, refracción, reflexión), se propuso un mapa de microzonificación sísmica, tanto de la zona plana de origen lacustre como de los cerros orientales de la ciudad, de acuerdo con los modelos de respuesta sísmica unidimensional y bidimensional evaluados y calibrados con el programa SHAKE 91 y mediante modelos de elementos finitos utilizando el programa generador de mallas ANSYS y QUAD4M (Idriss *et al*, 1992). Esta modelación se obtuvo utilizando registros de aceleración reales y artificiales en roca y en el suelo blando de la ciudad. Se realizaron cerca de 117 mediciones de microtemores, lo cual permitió obtener un mapa de períodos de vibración predominante que se ilustra en la figura 2 (Yamín, Ojeda, 1995) y 38 perforaciones profundas entre los 20 y los 200 m que permitieron caracterizar, mediante ensayos dinámicos de laboratorio, los tipos de suelos de Bogotá. Se encontró que estos suelos, que tienen un comportamiento elástico sorprendente, amplifican entre 3 a 10 veces, o más, la aceleración máxima registrada en la roca. Igualmente, se



encontró un efecto de amplificación por topografía notable que puede significar la ocurrencia de deslizamientos en algunos sitios en los cerros orientales de la ciudad.

La figura A.1 corresponde a la microzonificación sísmica, en la que se diferencian cinco zonas para las cuales se determinaron los espectros de diseño con los cuales se deben analizar y diseñar las edificaciones en cada zona, figura A.2. Utilizando esta metodología se obtuvieron igualmente los valores de aceleración espectral para otros sismos de menor intensidad, con el fin de estimar otros escenarios de pérdidas potenciales en la ciudad en caso de sismos moderados. La metodología desarrollada para la determinación de los daños en edificaciones y líneas vitales parte del conocimiento de la respuesta espectral para cada escenario sísmico hipotético, en cada una de las zonas identificadas en la microzonificación sísmica de la ciudad.

### VULNERABILIDAD FISICA URBANA

El análisis del potencial de daños se realizó llevando a cabo una identificación del tipo de edificaciones que se han construido en la ciudad desde su fundación. Para el efecto fue necesario hacer un a revisión del crecimiento histórico de Bogotá y de la manera como las tecnologías de la construcción se fueron modificando con el pasar del tiempo. Por otra parte y teniendo en cuenta que las tipologías de construcción también cambian de acuerdo con la capacidad económica, fue necesario hacer un análisis de los estratos socioeconómicos y de la información que en relación con las zonas de uso, limitación de altura de las edificaciones y zonas de tratamiento tiene la Secretaría de Planeación de la ciudad. Finalmente, con base en información sistematizada del Catastro Distrital y una amplia verificación en el campo realizada por cuadrillas de evaluadores se logró desarrollar una base de información que permitiera conocer qué tipo de tipologías de edificaciones son las más comunes en la ciudad y la manera como están distribuidas en cada una de las manzanas, barrios y sectores de la ciudad.

Teniendo en cuenta que las propiedades dinámicas y las características de resistencia, rigidez y disipación de energía inelástica de las edificaciones ante los terremotos varían notablemente dependiendo del tipo de material del sistema estructural, de la altura, de la técnica de construcción, de la edad, y de otros factores, se consideraron las tipologías indicadas en la Tabla 1.

**Tabla A.1** Tipos de edificaciones.

<u>TIPOS DE ESTRUCTURAS</u>	<u>USO</u>	<u>AÑO DE CONSTRUCCION</u>
1. Mampostería, 1-2 pisos	1. Residencial	1. Post código
2. Mampostería $\geq 3$ pisos	2. Comercial	2. Moderna
3. Pórticos de CR hasta 5 pisos	3. Education	3. Premoderna
4. Pórticos de CR 5-10 pisos	4. Salud	
5. Pórticos de CR más de 10	5. Institucional	<u>ENTREPISOS</u>
6. Industrial liviana	6. Industrial	1. Concreto
7. Industrial pesada	7. Otro	2. Madera
8. Informal liviana		3. Otro
9. Informal pesada	<u>CUBIERTA</u>	
10. Otras	1. Liviana	<u>MANTENIMIENTO</u>
	2. Teja de barro	1. Bueno
	3. Placa	2. Regular
		3. Malo

Es importante notar que este tipo de clasificación se definió con base en las características arquitectónicas y constructivas observadas del conjunto general de edificaciones de la ciudad. No menos del 85% de la población se encuentra alojada en edificaciones de uno y dos pisos típicamente de mampostería. Un amplio número de los conjuntos multifamiliares tienen como límite superior los cinco pisos debido a la reglamentación urbana y a los requerimientos de ascensores en los edificios. Los edificios con estructuras metálicas no se consideran como una tipología adicional, ya



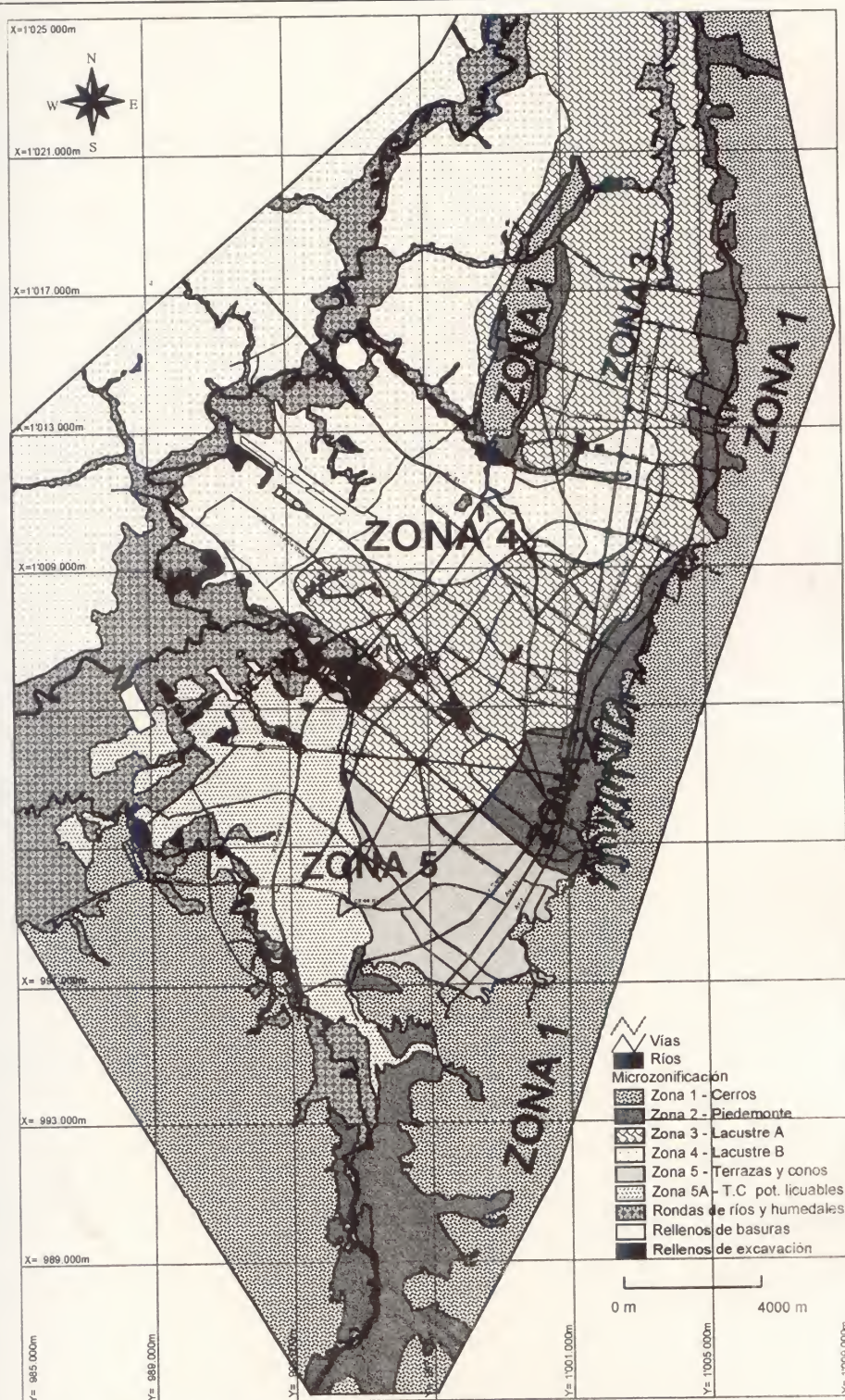


Figura A1 Mapa de Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá

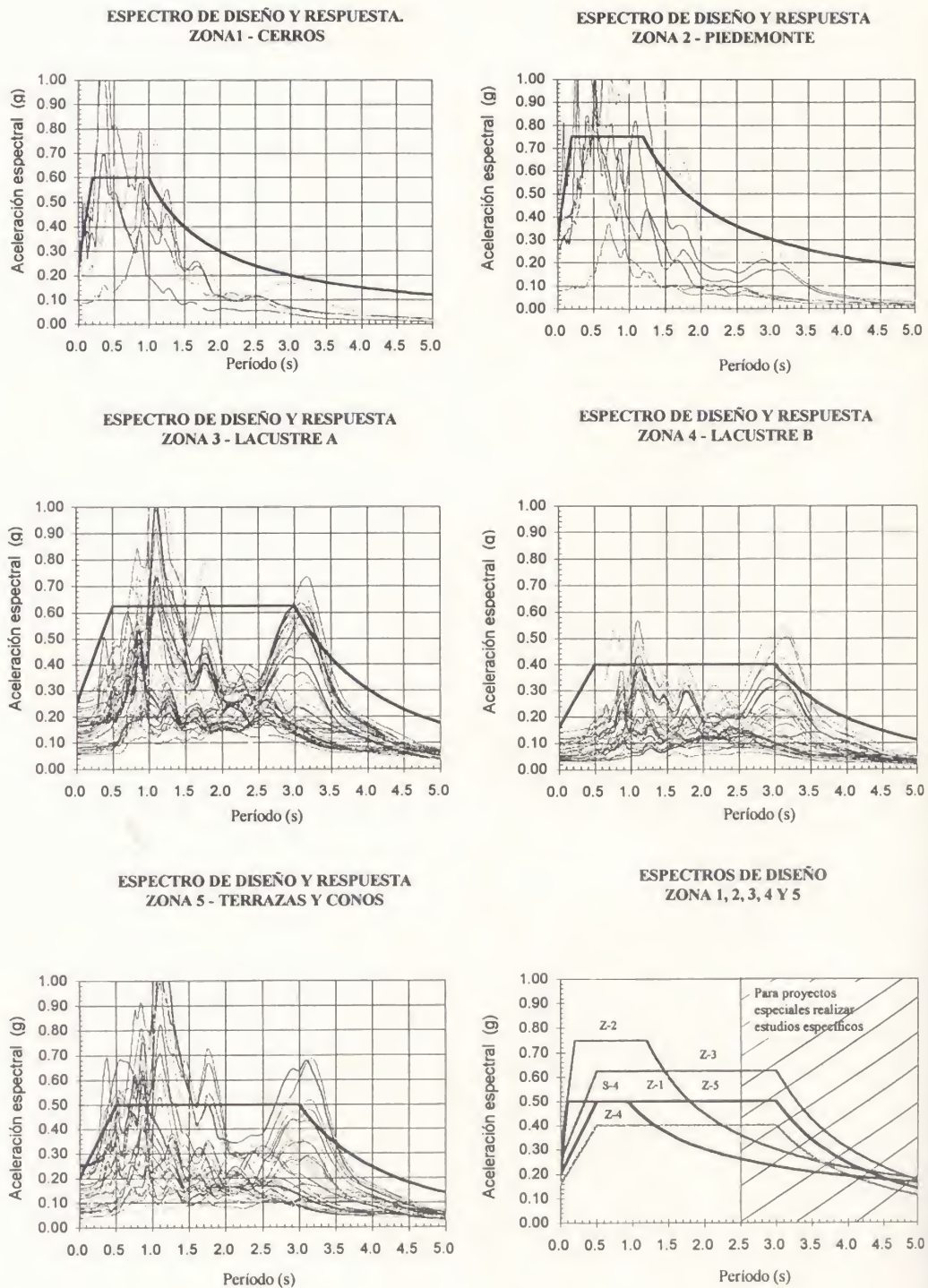


Figura A2 Espectros de aceleración para las diferentes zonas



que al momento de llevar a cabo este trabajo sólo se había construido en la ciudad cerca de 30 edificios de pórticos en acero.

El levantamiento de la información consistió en identificar en cada una de las manzanas de la ciudad las tipologías de las edificaciones, determinar la cantidad de área construida aproximada de las mismas y sus principales características. Utilizando los planos más recientes de la ciudad, elaborados por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi a escala 1:2000, y con la ayuda de una planilla debidamente diseñada para el efecto se identificaron, la manzana, el número de la edificación y sus características. Para efectos de determinar la altura de las edificaciones se utilizaron fotografías aéreas laterales similares a las publicadas en el libro "Bogotá desde el Aire", (Horney J. *et al*, 1994), las cuales permitían conocer la altura de las edificaciones por el ángulo en que fueron tomadas, a diferencia de las fotografías aéreas típicas. Igualmente se utilizó información de la Secretaría de Planeación y el Catastro Distrital, y finalmente de las visitas de los grupos técnicos de verificación que recorrieron la ciudad, realizando inspecciones manzana por manzana en las zonas donde la heterogeneidad de las tipologías así lo ameritaban.

En total se cubrió una área de 405 km<sup>2</sup>, correspondiente a 46.000 manzanas sobre un perímetro de la ciudad del orden de 92 km. El área construida total sumó 317 millones de metros cuadrados, donde las estructuras informales y de mampostería son el 66%, los pórticos de concreto reforzado hasta de 5 pisos son el 20% y los pórticos mayores a 5 pisos son el 9%. Una vez obtenida la información por manzanas se llevó a cabo una sectorización de la ciudad por "celdas", las cuales pasaron a ser las unidades de análisis del estudio. Esto con el fin de presentar la información adecuadamente mediante un SIG. En cada celda la aceleración del suelo se consideró constante y se trató de mantener cierta homogeneidad de acuerdo con la distribución de las tipologías estructurales; además, sus perímetros se hicieron coincidir en su mayor parte con límites físicos existentes tales como vías principales, ríos y parques, como también con los límites de la sectorización de las alcaldías menores de la ciudad.

Con el fin de determinar los diferentes niveles de daño que puede presentar una edificación, se adoptó la metodología ya ampliamente generalizada propuesta en el ATC-13 (Applied Technology Council, 1985) basada en Estados de Daño. Estos valores de probabilidad de daño para cada valor de intensidad sísmica propuestos por el método ATC-13, son basados en las matrices de probabilidad de daños desarrolladas por Whitman *et al* (1973), aplicando la técnica estadística del Método Delphi, en el cual se utilizó el criterio y las apreciaciones de un amplio grupo de expertos. Dichas matrices de probabilidad permiten deducir unas funciones de vulnerabilidad para ciertos valores de intensidad, en las cuales cada estado de daño puede expresarse en términos físicos.

De acuerdo con el criterio y experiencia obtenida por expertos locales de sismos colombianos y utilizando la ecuación la Trifunac y Brady (1975) que relaciona la Intensidad MM y la aceleración pico del suelo y llevando a cabo una revisión de las diferentes funciones de vulnerabilidad desarrolladas por varios autores como Algermissen (1984) y Steinbrugge (1982), Sauter y Shah (1978), Petrovsky y Milutinovic (1985), Ordaz *et al.* (1994) se ajustaron las matrices de daños propuestas por el ATC-13 para el caso de las tipologías de edificación definidas para Bogotá.

El valor de la amenaza sísmica en cada zona de la ciudad está representado por un espectro de aceleración obtenido para cada sismo postulado. En consecuencia, para conocer el valor de aceleración espectral al cual está sometida cada tipología de edificación fue necesario estimar el período fundamental de vibración de cada una. Ahora bien, utilizando el método desarrollado por Scholl *et al* (1982) para relacionar valores de aceleración espectral e intensidad teniendo en cuenta tres tipos de suelo similares a los que se encuentran en Bogotá y 546 acelerogramas de terremotos registrados en todo el mundo desde 1933 a 1979, se realizó un procedimiento de correlación que permitiera mediante una función de transferencia, conocidos los valores de aceleración espectral, utilizar las funciones de vulnerabilidad modificadas, que fueron desarrolladas para valores de intensidad en la escala de Mercalli Modificada. El costo de reposición se obtuvo para cada tipología estructural con base en el costo por metro cuadrado de construcción dependiendo del tipo de estrato económico. Dicho valor varió desde US\$ 240 hasta US\$ 864 dólares promedio por metro cuadrado, para edificaciones en mampostería en estrato bajo y pórticos de concreto reforzado de más de diez

pisos en estrato alto respectivamente. De esta información se obtienen las pérdidas económicas directas como un porcentaje del costo de reposición para cada tipología de edificación. Debido a la falta de información local, para efectos de estimar la cantidad de personas que pueden presentar heridas e incluso la muerte, se utilizaron estimativos similares a los propuestos por Whitman et al. (1973) y ajustados en el ATC-13, que son en general aceptados para los países occidentales. Las figuras A.3 y A.4 ilustran el área de construcción dañada considerando los dos escenarios más graves de amenaza sísmica para la ciudad.

Teniendo en cuenta la información disponible aportada por las diferentes empresas de servicios públicos involucradas, se desarrolló un modelo simplificado que permitiera relacionar de manera global, la probabilidad de fallo o daño de los componentes principales de cada sistema con la intensidad de los terremotos probables en la ciudad. Para el estudio de las principales redes de distribución se utilizó la metodología de estimación de daño propuesta por el ATC-13. El daño se evaluó como un porcentaje de la longitud caída de cable para el caso de líneas de alta tensión y por número de roturas por km para el caso de las tuberías de acueducto y gas. Para el cálculo de la vulnerabilidad de las edificaciones principales de los sistemas de energía eléctrica (subestaciones eléctricas) y teléfonos (centrales telefónicas) se utilizó la metodología aproximada del ATC-21.

### ESCENARIOS DE PERDIDAS

Se consideraron tres escenarios de pérdidas: un sismo lejano con una aceleración en el basamento rocoso de 0.038g, un sismo cercano moderado de aceleración de 0.12g y un sismo cercano fuerte de aceleración de 0.20g en el basamento rocoso. Del trabajo realizado se puede concluir que aún cuando la amenaza sísmica para Bogotá no corresponde a valores extremos en el país, el riesgo sí lo es debido al alto grado de vulnerabilidad de sus edificaciones, las cuales hasta hace muy pocos años fueron construidas sin tener en cuenta criterios sismorresistentes. Sólo a partir de 1984, año en el cual se aplicó el primer estudio de amenaza sísmica en el país para efectos de expedir por primera vez una normativa sísmica obligatoria, se podría decir que las edificaciones cuentan con algún grado de protección en caso de terremoto; obviamente siempre que hayan sido construidas en forma correcta. Infortunadamente, con anterioridad a 1984 no se tuvieron requerimientos para soportar solicitaciones dinámicas y cargas laterales, razón por la cual las edificaciones diseñadas y construidas antes de ese año en su mayoría son altamente vulnerables, como lo han demostrado sismos incluso mucho menores a los de diseño en otras zonas del país. De acuerdo con la información obtenida de las evaluaciones presentadas anteriormente, se puede resumir en algunas cifras el alto riesgo sísmico de Bogotá, entendido como el potencial de consecuencias sociales, ambientales y económicas en caso de terremoto. La Tabla A.2 presenta las principales cifras obtenidas del estudio para el inventario de las edificaciones y para cada uno de los escenarios sísmicos hipotéticos considerados.

**Tabla A.2** Resultados de Pérdidas Totales – Escenarios Sísmicos

ESCENARIO SÍSMICO HIPOTÉTICO	EN EL DÍA		EN LA NOCHE		SIN VIVIENDA (10% de Afectados Habitantes)	ÁREA DESTRUIDA (Millones m <sup>2</sup> )	COSTO (US \$ Millones)
	Muertos	Heridos	Muertos	Heridos			
SISMO CERCANO FUERTE (0.20g)	3500	20000	4500	26000	74000	33.8	14000
SISMO CERCANO MODERADO (0.12g)	1600	9000	1400	7700	44000	20.6	8800
SISMO LEJANO (0.03g)	300	1600	350	1900	27000	12.3	5100





Figura A.3 Porcentaje de Área destruida para el sismo Cercano Moderado

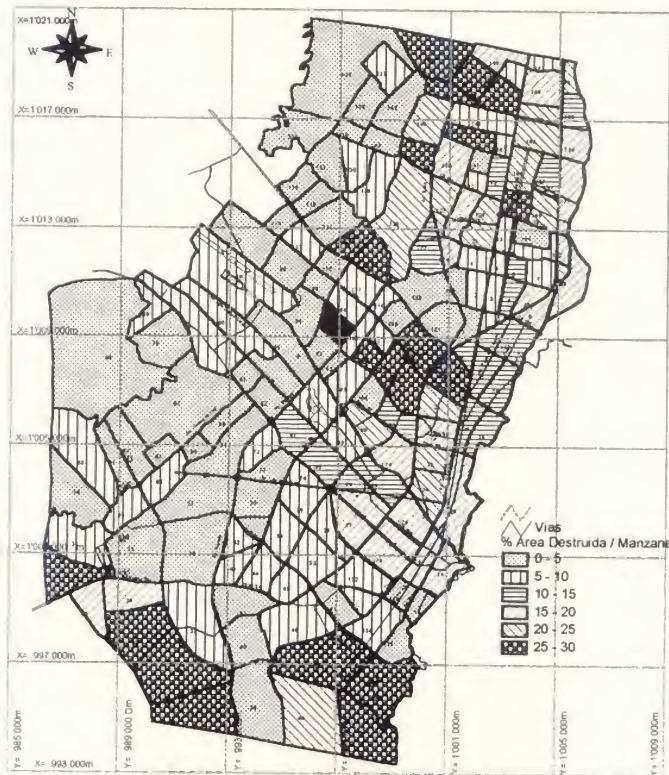


Figura A.4 Porcentaje de Área destruida para el sismo Cercano Fuerte



Por dificultades de acceso e interrupción del tránsito, lo cual impediría el rescate y la atención médica inmediata, se sumarán los heridos muy graves a los valores estimados de muertos obtenidos de la Tabla A.2. Igualmente, teniendo en cuenta que un estudio de ésta naturaleza no puede ser exacto, se aproximarán las cifras obtenidas del cálculo a números globales, que sirven como valores indicativos de la dimensión de la catástrofe.

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo en la Falla Frontal de la Cordillera Oriental, que cause una aceleración del orden de 0.12g a nivel del basamento rocoso, el cual se considera podría ser un sismo con un período de retorno de 100 años, similar a los sismos que afectaron a la ciudad en 1785, 1827 y 1917, se esperaría una fuerte respuesta en la zona oriental de la ciudad cercana a los cerros, lo que afectaría notablemente edificaciones localizadas en las zonas de suelos rocosos y de piedemonte. Este sismo, a diferencia del anterior, causaría graves daños estructurales y no estructurales en edificaciones de diferentes alturas. Se estima que si el sismo ocurre durante el día habría del orden de 1.600 muertos y 9.000 heridos. Si ocurre en la noche habría cerca de 1.400 muertos y 7.700 heridos. Habría daños equivalentes a la destrucción del 6.8% del área construida de la ciudad, lo que corresponde a 20.6 millones de metros cuadrados de edificaciones, cuyos costos podrían alcanzar los 8.800 millones de dólares. Se estima que en el área afectada habría 435.000 habitantes, de los cuales se estima que no menos del 10% podrían tener problemas de alojamiento, es decir, del orden de 44.000 personas sin vivienda. Una fuerte respuesta en la zona oriental de la ciudad cercana a los cerros, afectaría notablemente segmentos de la red del acueducto localizados en las zonas de suelos rocosos y de piedemonte. No obstante, en la zona plana habría daños importantes en todos los sistemas de redes. La red del acueducto se estima podría tener en total, en los diferentes tipos de tubería, entre 300 y 350 rupturas, la red de gas natural entre 25 y 30 daños importantes y la red de alta tensión del orden de 4 kilómetros y medio de líneas de cables caídos. Varias subestaciones de energía presentarían daños que contribuirían a interrumpir los servicios. Esto agravado por el amplio número de víctimas, los posibles incendios por los escapes adicionales de gas propano, significaría una grave crisis para la ciudad y la nación, pues el tiempo de recuperación de los servicios y la atención a la población sería notablemente deficiente, razón por la cual las medidas de reducción de vulnerabilidad y riesgo de los sistemas como la elaboración de planes de contingencia acorde con este escenario son acciones de especial importancia, más si se tiene en cuenta la alta probabilidad de ocurrencia de un evento como este, que ya ha ocurrido en el pasado en la ciudad.

Ante un sismo que se presente en la misma falla que genere aceleraciones del orden de 0.20g, lo cual equivale a un sismo de 475 años de período de retorno, considerado como el sismo de diseño para el cual se deben diseñar las estructuras de las edificaciones que se construyen en la ciudad, se tendría el escenario de pérdidas más notable de los considerados en este estudio. Las pérdidas de nuevo se presentarían de manera intensa en las cercanías de los cerros orientales, pero habría una participación elevada de otros sectores al norte y al sur. Este sismo causaría graves daños estructurales y no estructurales en todos los tipos de edificaciones. Habría colapsos totales de estructuras en diferentes sitios de la ciudad, con menor incidencia en la zona occidental donde los daños en general serían menores. Se estima que si el sismo ocurre durante el día habría del orden de 3.500 muertos y 20.000 heridos. Si ocurre en la noche habría 4.500 muertos y 26.000 heridos. Habría daños equivalentes a la destrucción del 10.9% del área construida de la ciudad, lo que corresponde a 33.8 millones de metros cuadrados de edificaciones, cuyos costos serían de 14.000 millones de dólares. Se estima que en el área afectada habría 738.000 habitantes, de los cuales se estima que no menos del 10% podrían tener problemas de alojamiento, es decir, del orden de 74.000 personas sin vivienda. La red del acueducto se estima podría tener entre 450 y 500 rompimientos, la red de gas natural del orden de 60 daños importantes y la red de alta tensión cerca de 6 kilómetros y medio de líneas de cables colapsadas. Un amplio número de subestaciones de energía del norte, el sur y el borde oriental, y la mayoría de las centrales telefónicas del norte el centro-oriente y sur de la ciudad presentarían daños importantes para el funcionamiento de los servicios. Sería la mayor crisis factible para la nación debido a la concentración de población, bienes y servicios en la capital y por lo tanto no solo se debe hacer un esfuerzo notable de las instituciones para identificar recursos

financieros y presupuestales cada año para realizar medidas efectivas de reducción de vulnerabilidad y riesgo de los sistemas, sino la elaboración de un plan específico de contingencia para responder de la mejor manera posible ante este escenario extremo, no solo considerando la atención a la población inmediatamente y semanas después del evento sino para efectos de rehabilitación y recuperación de la infraestructura afectada.

Estas cifras no son exactas y solamente permiten dimensionar en ordenes de magnitud la problemática que para Bogotá y Colombia habría en la eventualidad de la ocurrencia de cualquiera de los escenarios hipotéticos propuestos, que obviamente tienen una probabilidad de ocurrencia y pueden llegar a ocurrir según la información disponible y las evidencias existentes en la actualidad. Por esta razón, es fundamental incorporar este tipo de evaluaciones a los programas de ordenamiento urbano y definir procedimientos y protocolos de respuesta institucional, áreas de alojamiento temporal y ejercicios de simulación de eventos hipotéticos.

Este apéndice es un resumen del artículo realizado por Cardona y Yamín (1997), el cual describe los estudios realizados por la Universidad de los Andes y el Ingeóminas, entidades que hicieron un especial esfuerzo técnico-científico y económico para la estimación del riesgo sísmico de Santa Fe de Bogotá, el cual contó con el apoyo financiero e institucional de la Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres y a la Unidad Distrital de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá.

## BIBLIOGRAFÍA

- Algermissen, S. T., and Steinbrugge, K.V. 1984. Hazard and Risk Assessment : Some Case Studies. *The Geneva Papers on Risk and Insurance*, 9 :30. January 1984.
- Applied Technology Council, 1985. *Earthquake Damage Evaluation Data for California* , ATC-13. (FEMA), Redwood City, CA.
- Applied Technology Council, 1988. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, ATC-21, ( FEMA Report 154 ) Redwood City, CA, April 1988.
- Applied Technology Council, 1991. *Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Lifelines in the Conterminous United States*, ATC-25, (FEMA), Redwood City, CA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1996. Universidad de los Andes, Ingeominas. *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*, Bogotá.
- Cardona O.D., 1991. Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centros Urbanos, *VII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente - IX Jornadas Estructurales*, SCI/AIS/MOPT, Bogotá Octubre 1991.
- Cardona O.D., Meyer H., 1991. Integrated Urban Seismic Risk Mitigation Project - Its Coordination and Management in Cali, Colombia, *Fourth International Conference on Seismic Zonation*, EERI, San Francisco, August 1991.
- Cardona O.D., Enfoque Metodológico para la Evaluación de la Vulnerabilidad y el Riesgo Sísmico. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS*, Boletín No. 33, Diciembre 1986; *II Conferencia Riesgos Geológicos del Valle de Aburrá*, Medellín Agosto, 1988, *II Simposio Latinoamericano de Riesgo Geológico Urbano*; Vol.1, EAFIT, Pereira, Julio 1992.
- Cardona O.D., 1993. Reducción de la Vulnerabilidad Sísmica de Líneas Vitales, Seminario Internacional *Prevención y Reducción de Riesgos en Sistemas de Acueducto y Alcantarillado*, Cali, Colombia, 1993.
- Cardona O.D. 1996. *Estudio de Vulnerabilidad y Rehabilitación Sísmica del Hospital Kennedy*, DNPAD, MINSALUD, FNC, OPS,ECHO-3, Bogotá,1996
- Cardona O.D., Yamín L.E., 1997. *Seismic Microzonation and Estimation of Earthquake Loss Scenarios: Integrated Risk Mitigation Project of Bogotá, Colombia*, EERI Earthquake Spectra, Vol 13, N.4, November 1997, Oakland, California.
- Horney T. 1994. *Bogotá desde el Aire*, Villegas Editores, Bogotá, 1994.
- INGEOMINAS, OPES, Universidad de los Andes, 1996. *Proyecto Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá*, Subproyectos 11, 15 y 16, Bogotá, Noviembre 1996.



- Milutinovic, Z., Petrovski J., 1985. *Earthquake Damage Prediction - Modeling and Assessment*, IZIIS, Skopje, April 1985.
- Ordaz, M. et al., 1994. Bases de Datos para la Estimación de Riesgo Sísmico en la Ciudad de México, *Cuadernos de Investigación* No. 1, CENAPRED, México D.F., Marzo, 1994.
- Petrovski, J., Milutinovi Z., 1990. Modelo para la Evaluación de la Vulnerabilidad y el Riesgo Sísmico, *Seminario Desastres Sísmicos en Grandes Ciudades*, Bogotá, 1990.
- Sauter, Shah, 78a 78b pág. 322, ATC-13, 1978.
- Sarria, A. 1996., *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Subestaciones Circo, Noroeste, Salitre, Carrera 5A, Suba y Dario Valencia*. CIFI Universidad de los Andes. Santafé de Bogotá, Abril 1996.
- Scholl, R.E. et al., 1982. *Seismic Damage Assessment for High-Rise Buildings*, URS/Blume Engineers Report URS/JAB '8020, URS/John A. Blume & Associates, San Francisco, California, 300 pp.
- Spence R.J.S. 1990, Seismic Risk Modelling - A review of Methods, contribution to *Velso il New Planning*, University of Naples, Papers of Martin Centre for Architectural and Urban Studies, Cambridge 1990.
- Steinbrugge, K.V. 1982. *Earthquakes, Volcanos and Tsunamis : An Anatomy of Hazard*, 1982.
- Trifunac, M.D. and Brady, A.G., 1975. On the Correlation of Seismic Intensity Scales with the Peaks of Recorded Strong Ground Motion, *Bull. Seism. Soc Am.* 65, :1, 1975
- Whitman R., Reed J.W., and Hong, S.T. 1973. Earthquake Damage Probability Matrices, *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*. El Cerrito, Calif. : EERI, 1973.
- Yamín, L.E., Ojeda, A., 1995. Evaluación de los Efectos de Sitio en Bogotá: Períodos Dominantes y Amplificaciones Relativas a partir de Registros Sísmicos y Microtrepidaciones, *Seminario sobre Microzonificación Sismogeotécnica y Vulnerabilidad de Ciudades*, Uniandes, y Jornadas Geotécnicas, SCI, Bogotá, 1995.



## **Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias**

Mauricio Gallego

Mario Ordaz

Coordinación de Ingeniería Sismológica  
Instituto de Ingeniería  
UNAM, CU  
04510, México D.F.

### **RESUMEN**

A partir de los trabajos de Hanks y McGuire (1981), Joyner y Boore (1984), Luco (1985) y Ordaz (1992) se ha desarrollado procedimientos para estimar las aceleraciones máximas del suelo con base en modelos sismológicos del espectro radiado. En el presente trabajo, esto se repite para diversas distancias y magnitudes, y las aceleraciones calculadas se comparan con las registradas durante sismos colombianos, con el fin de determinar los parámetros relevantes del modelo sismológico del espectro y así poder llegar leyes de atenuación de aceleración máxima del suelo que cumplen con los requisitos de desviación y error medio mínimos. Se hace ver que el método presentado es poderoso, ya que con él pueden también derivarse leyes de atenuación para otras cantidades de interés para la ingeniería sísmica, como velocidad, desplazamiento u ordenadas espectrales, mediante simples relaciones teóricas. Asimismo, mediante el uso de funciones de transferencia, empíricas o teóricas, se pueden generar leyes de atenuación para sitios específicos, incluyendo los efectos locales. Se hace una comparación con el reciente sismo del Quindío, Colombia, para estaciones situadas sobre terreno firme y se comprueba el buen comportamiento de la ley propuesta. Además, se encuentran buenas aproximaciones para ordenadas espectrales. Se muestra que este enfoque es especialmente útil para regiones del mundo en que no se tienen bases de datos amplias de registros de movimiento fuerte.

### **ABSTRACT**

Starting with the works of Hanks and McGuire (1981), Joyner and Boore (1984), Luco (1985) and Ordaz (1992), procedures have been developed to estimate peak ground accelerations from seismological models of the radiated spectra. In this work, this procedure is applied for several distances and magnitudes. Computed accelerations are compared with recorded values in Colombia,

in order to determine free parameters of the seismological model of the spectrum and thus obtain attenuation relations for peak ground acceleration which comply with being those of minimum root-mean square and mean errors. It is shown that the approach is powerful since attenuation relations can also be derived for other quantities useful in earthquake engineering, such as velocity, displacement and response spectral values. Also, if empirical or theoretical transfer functions are employed, site-specific attenuation relations can be derived. A comparison is made with recordings of the recent Quindío, Colombia, earthquake, at stations located in rock. Results are good for peak ground accelerations and satisfactory for response spectral values. It is shown that the approach is especially powerful in regions with limited strong-motion databases.

## 1 INTRODUCCIÓN

En estudios de amenaza sísmica de la República de Colombia se han usado leyes de atenuación para aceleración, como las de Donovan (1973), McGuire y Esteva y Villaverde, derivadas a partir de datos sísmicos de otras regiones del mundo, que, en principio, no representan de forma adecuada la atenuación en el territorio colombiano. La falta de una amplia base de datos de movimientos fuertes registrados ha impedido la formulación de leyes de atenuación empíricas específicas para Colombia. En el presente trabajo se utilizan modelos sismológicos del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) radiado, que contienen parámetros libres, los cuales son ajustados de manera que se reproduzcan de manera óptima (en el sentido de mínimos cuadrados) las aceleraciones registradas en territorio colombiano. El éxito del modelo radica en que tiene tanto fundamentos teóricos como empíricos, lo que lo hace ideal para el caso colombiano, donde un modelo empírico falla por falta de información que lo respalde.

## 2 ANÁLISIS

### 2.1 Caracterización de los EAF

Aki (1967) estudió el modelo de dislocación de Haskell (1964), en el que una ruptura bajo esfuerzo cortante se propaga a través de una falla rectangular, la cual está dentro de un espacio elástico, isotrópico e infinito. Aki dedujo que el espectro de amplitudes del desplazamiento lejos de la falla debido las ondas S, es:

$$U(f) := \frac{R_{\theta\phi}}{4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot \beta^3} \cdot \frac{M_0}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \cdot \frac{1}{R} \quad (1)$$

donde  $M_0$  es el momento sísmico,  $R_{\theta\phi}$  es el patrón de radiación,  $\rho$  es la densidad de masa del material,  $\beta$  es la velocidad de ondas de corte y  $f_c$  es la llamada frecuencia de esquina. El término  $1/R$  modela la atenuación geométrica de las ondas de cuerpo en el campo lejano; después se verá cómo este varía a medida que se aleja de la fuente para reflejar mejor la atenuación de las ondas a grandes distancias. Este espectro contiene una parte plana en la zona de bajas frecuencias, cuya amplitud es proporcional a  $M_0$ . Para altas frecuencias, el espectro decae como función de  $f^2$  y las dos zonas del espectro se cortan aproximadamente en la frecuencia de esquina. Esta frecuencia se relaciona con la dimensión del radio de la fuente de la siguiente forma:



$$r = 2.34 \cdot \frac{\beta}{\omega_c} \quad (2)$$

donde  $r$  es el radio equivalente de una falla circular, para la caída de esfuerzos y el momento sísmico que se tiene en consideración y  $\omega_c = 2\pi f_c$ . El espectro de la ec 1, al ser multiplicado por  $\omega^2$  dará como resultado el espectro de amplitudes de Fourier de aceleraciones, que puede ser evaluado mediante la siguiente expresión:

$$A(f) = C \cdot R_{00} \cdot S(f) \cdot \frac{1}{R} \quad (3)$$

donde  $C$  es un termino constante que depende de las propiedades del material, dado por

$$C = \frac{4 \cdot \pi^2}{4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot \beta^3} \quad (4)$$

El termino  $S(f)$  es el también llamado espectro de fuente de Brune (1970), el cual se expresa mediante la siguiente relación:

$$S(f) = \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \quad (5)$$

Brune (1970), con base en un modelo de falla circular encontró relaciones entre la frecuencia de esquina, el momento sísmico y la dimensión de la falla, de tal forma que la frecuencia de esquina para el modelo es:

$$f_c = 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma/M_0)^{1/3} \quad (6)$$

donde  $\Delta\sigma$  es la caída de esfuerzos medida en bares,  $\beta$  está dada en km/seg y  $M_0$  en dina-cm. El termino  $A(f)$  de la ecuación 3 representa el espectro de aceleraciones en un medio ideal; las condiciones bajo las cuales se va modificando este espectro a medida que el movimiento avanza se describen a continuación:

**Atenuación Regional.** Es llamada también absorción anelástica; puede ser utilizada como un indicador de las posiciones de la litosfera (zona de relativa baja absorción y por tanto elevado valor de  $Q$ ) y de la astenósfera (alta absorción y  $Q$  pequeña) en una determinada región. Para una zona de subducción, el valor de  $Q$  para las ondas  $P$ ,  $Q_p$  toma valores próximos a 1000 para la litosfera, entre 200 y 500 para la astenósfera y de 1000 a 3000 para la corteza oceánica que se introduce bajo la placa continental. Este parámetro toma en cuenta la energía disipada por procesos viscosos, comportamiento no lineal de la roca o disipación por calor. Esta atenuación depende de las propiedades de la roca, la frecuencia y de la distancia recorrida. Se usa también el concepto de factor de calidad de roca  $Q$ , que está muy ligado a las características tectónicas locales. Será necesario calibrar este parámetro para nuestro modelo de atenuación en el ambiente colombiano; bajos valores de  $Q$  están asociados a regiones sísmicamente activas, mientras que altos valores representan zonas estables. Se ha visto que una forma apropiada de representar este tipo de atenuación es mediante la multiplicación de  $A(f)$  por un termino exponencial decreciente de la forma  $e^{-\pi R/\beta Q}$ . Como se indicó,  $Q$  suele depender de la frecuencia, aproximadamente en la forma  $Q = Q_0 f^\epsilon$ , donde  $Q_0$  y  $\epsilon$  son constantes para una zona de la corteza en análisis; estos últimos parámetros son los que será necesario ajustar para obtener el mejor nivel de correlación entre la ley de atenuación y los datos registrados.

Decaimiento de la alta frecuencia. Como se aprecia en la ecuación 5, el espectro de Brune predice amplitud constante para  $f \gg f_c$ . Esto no puede ser así, en primer lugar por consideraciones energéticas, y además porque, como se observa en los espectros reales, a medida que se avanza en distancia, las altas frecuencias se van filtrando y las amplitudes de aceleración van decayendo de una forma más rápida que lo predicho por la atenuación regional. Dicho decaimiento se ha atribuido tanto a efectos de fuente como a efectos de las capas superficiales. Boore (1983) utiliza la frecuencia de corte introducida por Hanks (1982),  $f_{max}$ , para modelar el abrupto decaimiento de la energía de alta frecuencia mediante un filtro Butterworth pasabajas. Singh et al. (1982) encontraron que este decaimiento podía ser representado mediante una expresión exponencial de la forma  $e^{-\pi k}$ , donde  $k$  es un factor que depende del sitio y que será motivo de calibración en nuestro estudio. Además, se ha visto que el parámetro  $k$  tiene variación con la distancia de la forma  $k = k_1 + R/Q_1$ ; estos nuevos parámetros dependerán de las condiciones geológicas de la zona.

Partición de la energía en dos componentes. Como la energía del espectro fuente es total, se asume una partición en dos componentes ortogonales horizontales, por lo que se involucra el factor  $1/2^{1/2}$ , suponiendo que las componentes son iguales en ambas direcciones.

Corrección por superficie libre. Se aplica un factor de 2 para predecir las amplificaciones de onda al llegar a la superficie.

Patrón de radiación. Se usarán los recomendados en la literatura internacional (Boore 1983; Boatwright, 1984) que oscilan entre 0.55 y 0.63.

Atenuación geométrica. El término  $1/R$  implica la predominancia de ondas de cuerpo para distancias cercanas al epicentro; sin embargo a mayores distancias, la predominancia es de ondas superficiales. Este efecto debe tomarse en cuenta transformando el término  $1/R$  en  $(R \cdot R_x)^{-1/2}$ , donde  $R_x$  es la distancia epicentral a partir de la cual predominarán las ondas superficiales. Para este estudio, se encontró que una distancia de 5 veces el radio de la falla equivalente es adecuado como valor de  $R_x$ .

Introduciendo estos efectos se puede describir el viaje de las ondas S a través del medio y así establecer el espectro de amplitudes de aceleración en cualquier sitio particular. En estas condiciones, la ecuación original se transforma en la siguiente:

$$A(f) = \frac{2}{\sqrt{2}} \cdot R\theta\phi \cdot C \cdot M_0 \cdot \frac{f^2}{1 + \left(\frac{f}{f_c}\right)^2} \cdot \frac{\exp\left(\frac{-\pi \cdot f \cdot R}{\beta \cdot Q(f)}\right)}{R} \cdot \exp(-\pi \cdot k \cdot f) \quad (7)$$

Este modelo es llamado de fuente puntual y representa el EAF en un sitio después del viaje de las ondas afectado por las variables mencionadas. Este modelo ha sido aplicado en muchas zonas del mundo, para distancias de hasta 100 km. Después de esa distancia el movimiento deja de estar controlado por las ondas S.

Se ha observado que a distancias focales muy pequeñas, comparables con el tamaño de la ruptura, el modelo de fuente puntual falla. Por ello se desarrolló un modelo sísmológico que tiene en cuenta el tamaño finito de la zona de ruptura (Singh et al., 1989). El modelo contempla una falla circular de radio  $r_0$  que rompe con intensidad uniforme a lo largo del área. El punto de observación está situado justo arriba del foco, a una distancia  $R_0$  sobre el hipocentro; además, se supone que la ruptura de cada elemento ocurre aleatoriamente en el tiempo. Así, el EAF puede ser descrito en el punto de observación como

$$(A(f))^2 = 4 \cdot R\theta\phi^2 \cdot C^2 \cdot (M_0 \cdot f_c^2)^2 \cdot \frac{\exp(-2 \cdot \pi \cdot k \cdot f)}{(r_0)^2} \cdot \left[ E_1(\alpha \cdot R_0) - E_1\left[\alpha \cdot \sqrt{(r_0)^2 + (R_0)^2}\right] \right] \quad (8)$$

donde  $E_1()$  es la integral exponencial (Gautschi y Cahill, 1965) y  $\alpha = 2\pi/\beta Q_0$ .



El modelo de fuente finita parte de la suposición de que el observador se encuentra a una distancia cercana. Como ya se vio anteriormente, el radio de la falla equivalente crecerá a medida que aumente la magnitud; si esto sucede, y teniendo en cuenta que las ondas sufren todos los fenómenos de atenuación descritos anteriormente, la contribución de ondas que vienen del cada vez más lejano perímetro sufrirá los procesos exponenciales de atenuación, haciendo que la aceleración no crezca de forma indefinida.

Este comportamiento es el que provoca la saturación de la aceleración para magnitudes muy grandes. En efecto, se ha observado de registros de movimientos fuertes en sitios localizados sobre la zona de ruptura de grandes temblores costeros de México, que para magnitudes grandes ( $m > 7$ ) las aceleraciones máximas del terreno,  $A_{max}$ , no crecen como lo predicen los modelos usuales de atenuación (ver, por ejemplo Idriss, 1985). Esto sugiere que existe un fenómeno de saturación de  $A_{max}$  al aumentar la magnitud, algo que muchas de las leyes usuales de atenuación no predicen de forma adecuada.

En resumen, la definición del EAF es la siguiente:

Sí  $R < R_x$

$$(A(f))^2 := 4 \cdot R \Theta \phi^2 \cdot C^2 \cdot (M_0 \cdot f c^2)^2 \cdot \frac{\exp(-2 \cdot \pi \cdot k \cdot f)}{(r_0)^2} \cdot \left[ \text{Ei}(\alpha \cdot R_0) - \text{Ei} \left[ \alpha \cdot \left[ \sqrt{(r_0)^2 + (R_0)^2} \right] \right] \right]$$

Sí  $R > R_x$

$$A(f, R) := \frac{2}{\sqrt{2}} \cdot R \Theta \phi \cdot C \cdot \frac{M_0 \cdot f^2}{1 + \left( \frac{f}{f_c} \right)^2} \cdot \frac{\exp \left( \frac{-\pi \cdot f \cdot R}{\beta \cdot Q(f)} \right)}{(R \cdot R_x)^{\frac{1}{2}}} \cdot \exp(-\pi \cdot k \cdot f)$$

Se encontró que una distancia  $R_x$  para la cual existe un buen acoplamiento es 5 veces el radio de la falla circular equivalente de ruptura (ver ecuaciones 2 y 6).

## 1.2 Determinación de leyes de atenuación para $A_{max}$ a partir del EAF por medio de la teoría de vibraciones aleatorias

El EAF de aceleración en el sitio de interés (por lo pronto, sobre terreno firme) refleja el contenido de frecuencia del movimiento sísmico en cuestión. Sin embargo, hace falta la información de las fases del acelerograma y no hay forma de conocerla. Así las cosas, existiría una gran cantidad de señales que cumplirían con tener el mismo EAF y la misma duración de fase intensa, cada una de ellas con diferentes fases y, por tanto, con un diferente valor de aceleración máxima. Por esta razón, esta variable se vuelve aleatoria. Es necesario recurrir a la teoría de vibraciones aleatorias para determinar esos valores extremos.

Sea  $a(t)$ , una señal de aceleración cuyo EAF es  $A(f)$ . Se puede demostrar (Cartwright y Longuet-Higgins, 1956) que bajo circunstancias generales, el valor esperado del máximo de  $a(t)$ , está dado por:

$$E(A_{max}) = A_{cm} F_p \quad (9)$$

donde,  $A_{cm}$ , la aceleración cuadrática media, puede calcularse mediante el teorema de Parseval ((Papoulis, 1965):

$$A_{cm} = \frac{\sqrt{m_0}}{T_d} \quad (10)$$

En la expresión anterior,  $m_0$  es el momento estadístico de orden 0, que puede calcularse con la siguiente expresión general:

$$m_k = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty (2 \cdot \pi \cdot f)^{k+1} \cdot (|A(f)|)^2 df \quad (11)$$

$T_d$  es la duración de la fase intensa del evento, que de acuerdo con Herrman (1985) estaría dada por:

$$T_d = \frac{1}{f_c} + 0.05 \cdot R \quad (12)$$

Puede demostrarse (Cartwright y Longuett-Higgins, 1956; Davenport, 1964) que, si  $N$  no es demasiado pequeño, la siguiente es una buena aproximación para  $F_p$ , cantidad frecuentemente llamada el "factor pico":

$$F_p = \sqrt{2 \cdot \ln(N)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \cdot \ln(N)}} \quad (13)$$

donde  $\gamma$  es la constante de Euler ( $= 0.577\dots$ ) y  $N$  es el número esperado de valores extremos, que se puede definir de la siguiente forma:

$$N = \frac{T_d}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (14)$$

En vista de las ecuaciones 9-14, es posible estimar  $A_{max}$  si se conocen el EAF y la duración de fase intensa de un sismo.  $A_{max}$  resulta ser entonces una función del momento sísmico,  $M_0$ , de la distancia focal,  $R$ , y de los parámetros libres  $\Delta\sigma$ ,  $Q_0$ ,  $\epsilon$ ,  $k_1$ ,  $Q_1$ ,  $\rho$ ,  $\beta$  y  $R_{00}$ . Por otra parte, entre el momento sísmico y la magnitud existe la siguiente relación (Hanks y Kanamori, 1979):

$$\text{Log}(M_0) = 1.5 \cdot M + 16.1 \quad (15)$$

En estas condiciones, puede estimarse  $A_{max}$  como función de magnitud y distancia si se conocen los parámetros libres  $\Delta\sigma$ ,  $Q_0$ ,  $\epsilon$ ,  $k_1$ ,  $Q_1$ ,  $\rho$ ,  $\beta$  y  $R_{00}$ .

## 2 DATOS Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El procedimiento de análisis propuesto consiste en generar leyes de atenuación mediante el ajuste de los parámetros libres, de suerte que se minimice la dispersión con respecto a aceleraciones observadas en territorio colombiano. Obsérvese que el efecto de los parámetros libres  $\rho$ ,  $\beta$  y  $R_{00}$  es el mismo (los tres son constantes de proporcionalidad). Por esta razón, se fijan los dos primeros y se deja libre el tercero.



Nótese que, en nuestro problema, la solución óptima en el sentido de mínimos cuadrados no puede ser obtenida directamente o con soluciones cerradas, por tratarse de un problema fuertemente no lineal. Por otra parte, mientras que en las soluciones lineales de mínimos cuadrados se obtienen simultáneamente error cuadrático mínimo y error medio nulo, en los problemas no lineales no necesariamente ocurre así. En el presente trabajo se procedió iterativamente hasta encontrar soluciones con error medio tendiente a cero (para no subestimar o sobrestimar sistemáticamente) y error cuadrático medio tan pequeño como se pudiera.

Para realizar el análisis se separaron los sismos de Colombia en dos tipos representativos de la tectónica del territorio: 1) las aceleraciones registradas durante la ocurrencia de sismos en la zonas de subducción y de Benioff bajo la placa continental ("Subducción"); y 2) las registradas durante sismos de fallas activas en el territorio nacional ("Activa"). Se tienen en total más de 120 eventos registrados en la Red Acelerográfica Nacional, de los cuales fueron descontados algunos que presentaban efectos de sitio visibles, patrones anómalos de radiación o posibles errores en las mediciones de los aparatos. Se generó una ley de atenuación para cada uno de estos dos casos y una ley general ("Nacional"), que incluye todos los registros.

Para nuestro análisis R se tomó como la distancia hipocentral, y la variable que se intenta predecir es la aceleración neta registrada, definida como la raíz de la suma de las componentes horizontales al cuadrado dividida entre dos,  $((A_{ns}^2 + A_{oe}^2)/2)^{0.5}$ .

Los datos de aceleraciones registradas en Colombia se muestran en los siguientes catálogos.

**Tabla 1** Aceleraciones registradas y calculadas de los sismos de regiones activas de Colombia

Activa	ML	Coord. Estación.		A neta	R	A calc.
SISMO		Lat. N	Long. W	(gal)	km	(gal)
Yali (Anti.)	4.7	5.39	75.16	4.50	156.03	1.92
Bolivar (Anti.)	4.7	5.25	75.82	7.98	81.14	6.92
Bolivar (Anti.)	4.7	5.39	75.16	4.98	111.90	3.81
Páez (Cauca)	6.4	5.04	75.12	2.94	265.30	3.68
Páez (Cauca)	6.4	4.85	74.33	6.27	294.61	3.03
Páez (Cauca)	6.4	5.39	75.16	8.36	299.85	2.93
Riosucio (Chocó)	6.3	6.18	75.55	9.75	176.05	7.04
Riosucio (Chocó)	6.3	5.66	75.91	4.80	198.30	5.75
Riosucio (Chocó)	6.3	5.26	76.56	5.51	222.36	4.71
Riosucio (Chocó)	6.3	5.25	75.82	4.01	243.43	4.00
Sia. Isabel (Anti.)	5.2	6.37	75.00	28.21	82.94	10.66
Sta. Isabel (Anti.)	5.2	6.21	74.84	23.63	91.76	9.03
Sta. Isabel (Anti.)	5.2	5.56	74.89	9.88	163.25	3.16
Tauramena (Casa.)	6.5	4.18	73.64	24.30	122.53	13.98
Tauramena (Casa.)	6.5	4.71	73.99	16.23	122.86	13.93
Tauramena (Casa.)	6.5	4.33	73.86	18.04	128.70	13.00
Tauramena (Casa.)	6.5	4.64	74.08	48.19	134.49	12.18
Tauramena (Casa.)	6.5	4.85	74.33	12.61	156.40	9.66
Tauramena (Casa.)	6.5	5.06	74.59	19.18	184.05	7.44
Tauramena (Casa.)	6.5	5.56	74.89	10.06	225.49	5.29
Tauramena (Casa.)	6.5	5.04	75.12	6.34	242.48	4.66
Tauramena (Casa.)	6.5	5.39	75.16	13.35	250.46	4.40

(Continuación)

Tauramena (Casa.)	6.5	3.76	74.89	6.40	257.69	4.18
Tauramena (Casa.)	6.5	6.29	74.94	6.04	264.14	4.00
Tauramena (Casa.)	6.5	5.42	75.72	1.28	312.20	2.93
Tauramena (Casa.)	6.5	7.86	72.52	4.62	321.29	2.78
Tauramena (Casa.)	6.5	2.72	75.44	2.72	376.79	2.04
Cedros (Boya.)	5.3	5.06	74.59	1.47	176.99	2.99
Tauramena (Casa.)	5.5	4.18	73.64	5.47	134.51	6.07
Tauramena (Casa.)	5.5	4.33	73.86	2.26	139.73	5.67
Tauramena (Casa.)	5.5	5.06	74.59	1.62	189.09	3.22
Garagoa (Boya.)	5.6	4.18	73.64	4.75	109.21	9.39
La Ururia (Boya.)	5.7	4.93	73.08	89.14	26.76	64.89
La Ururia (Boya.)	5.7	4.71	73.99	3.19	128.29	7.76
La Ururia (Boya.)	5.7	4.18	73.64	5.59	130.35	7.55
La Ururia (Boya.)	5.7	4.33	73.86	2.77	136.07	7.02
La Ururia (Boya.)	5.7	4.64	74.08	5.62	140.35	6.66
La Ururia (Boya.)	5.7	5.06	74.59	2.18	187.85	3.93
Sabanalarga (Casa.)	4.6	4.93	73.08	11.33	28.68	30.59
Sabanalarga (Casa.)	4.6	4.18	73.64	1.42	131.63	2.42
Sabanalarga (Casa.)	5	4.93	73.08	20.44	36.56	30.23
Sabanalarga (Casa.)	5	4.76	73.14	6.05	51.57	18.82
Sabanalarga (Casa.)	5	4.18	73.64	2.76	135.95	3.65
El Porvenir (Casa.)	4.9	4.93	73.08	43.17	15.60	75.18
El Porvenir (Casa.)	4.9	4.18	73.64	2.85	114.83	4.53
Tauramena (Casa.)	5.4	4.18	73.64	2.65	143.98	4.90
Tauramena (Casa.)	5.4	5.06	74.59	1.47	202.46	2.54
Santa Cecilia (Risa.)	3.6	5.25	75.82	2.50	41.12	5.96
Santa Cecilia (Risa.)	3.6	5.66	75.91	2.67	55.18	3.46
Yopal (Casa.)	5.7	4.18	73.64	4.23	179.83	4.27
S.J.cie Rioseco (Cund.	4.8	5.04	75.12	4.94	60.28	12.53
S.J.de Rioseco (Cund.	4.8	5.56	74.89	20.75	83.14	7.34
S.J.de Rioseco (Cund.	4.8	5.39	75.16	3.73	84.50	7.14
S.J.de Rioseco (Cund.	4.8	4.18	73.64	1.32	132.53	3.06
S.J.de Rioseco (Cund.	4.8	6.29	74.94	7.32	162.21	2.01
Une(Cund.)	3.7	4.18	73.64	3.19	44.24	6.03
ChAmeza (Casa.)	4.6	4.90	73.30	25.14	54.68	12.12
Bolivar (Anti.)	3.5	5.66	75.91	6.73	31.55	8.09
Bolivar (Anti.)	3.5	5.25	75.82	1.67	72.12	1.69



**Tabla 2** Aceleraciones registradas y calculadas de los sismos de regiones de Subducción de Colombia

Subducción		COOR D	ESTAC ION	A neta	R	A calc
SISMO	ML	Lat N	Long W	(gal)	(km)	(gal)
Nido de Bucaramanga	5.9	5.39	75.16	7.98	295.88	3.61
Nido de Bucaramanga	5.6	5.39	75.16	5.05	320.80	2.29
Pueblo Rico (Risa.)	4.9	5.25	75.82	8.39	125.52	6.97
Pueblo Rico (Risa.)	4.9	5.66	75.91	4.47	137.50	5.92
Nido de Bucaramanga	5.5	5.39	75.16	3.37	321.09	2.06
Nido de Bucaramanga	6	5.56	74.89	7.97	271.66	4.65
Nido de Bucaramanga	6	5.04	75.12	2.02	320.40	3.36
Nido de Bucaramanga	6	4.18	73.64	1.13	327.46	3.22
Calima (Valle)	6.6	3.88	76.58	28.83	107.20	29.76
Calima (Valle)	6.6	3.66	76.71	53.42	114.64	27.23
Calima (Valle)	6.6	4.26	75.94	60.83	136.08	21.51
Calima (Valle)	6.6	5.26	76.56	33.11	163.02	16.54
Calima (Valle)	6.6	2.95	76.71	9.59	166.17	16.07
Calima (Valle)	6.6	5.25	75.82	37.25	190.66	13.01
Calima (Valle)	6.6	5.42	75.72	11.92	209.30	11.21
Calima (Valle)	6.6	5.29	75.56	7.24	210.29	11.12
Calima (Valle)	6.6	2.47	76.59	13.75	211.46	11.02
Calima (Valle)	6.6	2.44	76.63	4.46	214.08	10.80
Calima (Valle)	6.6	5.04	75.10	4.36	230.32	9.58
Calima (Valle)	6.6	3.76	74.89	5.39	233.16	9.38
Calima (Valle)	6.6	2.72	75.44	3.00	236.29	9.17
Calima (Valle)	6.6	5.39	75.16	28.44	246.67	8.53
Calima (Valle)	6.6	5.56	74.89	5.63	279.16	6.88
Calima (Valle)	6.6	5.06	74.59	3.91	279.60	6.86
Calima (Valle)	6.6	4.85	74.33	3.29	297.56	6.13
Calima (Valle)	6.6	4.64	74.08	7.59	317.81	5.44
Calima (Valle)	6.6	4.71	73.99	3.09	328.57	5.11
Calima (Valle)	6.6	6.29	74.94	6.29	328.70	5.11
Nido de Bucaramanga	5.7	6.29	74.94	9.17	256.29	4.01
Nido de Bucaramanga	5.7	5.56	74.89	6.05	280.97	3.34
Nido de Bucaramanga	5.7	5.39	75.16	5.26	311.12	2.71
Nido de Bucaramanga	5.1	5.56	74.89	3.83	295.52	1.57
Nido de Bucaramanga	5.5	6.29	74.94	6.40	253.69	3.38
Nido de Bucaramanga	5.5	5.06	74.59	1.23	292.83	2.51
Nido de Bucaramanga	5.5	5.39	75.16	3.85	310.69	2.22
Otanche (Boya.)	5.9	5.06	74.59	2.80	180.85	8.94
Otanche (Boya.)	5.9	5.39	75.16	8.74	207.83	7.02
Otanche (Boya.)	5.9	6.37	75.00	23.28	210.47	6.87



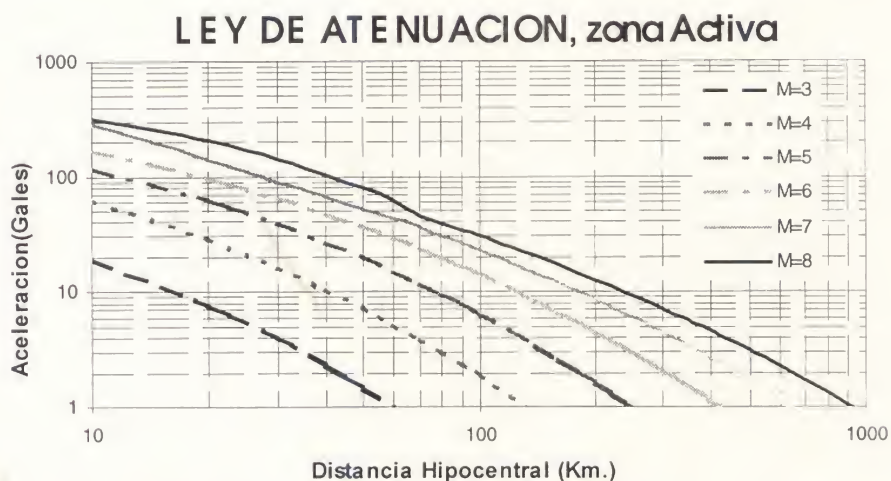


(Continuación)

Otanche (Boya.)	5.9	5.04	75.12	3.57	213.62	6.69
Otanche (Boya.)	5.9	4.18	73.64	3.59	222.71	6.20
Nido de Bucaramanga	5.6	5.56	74.89	4.84	292.24	2.80
Risaralda (Cald.)	6.6	5.01	75.42	13.90	115.16	27.06
Risaralda (Cald.)	6.6	5.42	75.72	13.51	115.27	27.03
Risaralda (Cald.)	6.6	5.04	75.12	6.34	128.30	23.36
Risaralda (Caid.)	6.6	4.46	75.62	31.31	131.98	22.46
Risaralda (Cald.)	6.6	4.45	75.23	7.43	142.57	20.13
Risaralda (Cald.)	6.6	5.56	74.89	33.20	151.35	18.46
Risaralda (Cald.)	6.6	4.23	76.33	19.16	162.52	16.62
Risaralda (Cald.)	6.6	6.37	75.00	24.61	194.77	12.58
Risaralda (Caid.)	6.6	4.64	74.08	4.23	218.27	10.47
Risaralda (Gaid.)	6.6	3.66	76.71	19.53	224.54	9.99
Risatolda (Caid.)	6.6	6.37	77.46	6.63	263.69	7.60
Risarolda (Cald.)	6.6	4.18	73.64	2.41	275.14	7.06
Risarolda (Cald.)	6.6	2.95	76.71	6.69	286.49	6.57
Risaralda (Cald.)	6.6	2.72	75.44	3.43	289.05	6.46
Risaralda (Cald.)	6.6	2.47	76.59	8.04	328.24	5.12
Risaralda (Cald.)	6.6	2.44	76.63	3.68	332.57	4.99
Risaralda (Cald.)	6.6	7.86	72.52	2.65	480.82	2.39
Océano Pacifico	4.1	3.66	76.71	3.10	147.03	1.87

### 3 RESULTADOS

Los resultados se condensan en la Tabla 3. Las leyes de atenuación resultantes se muestran en las figuras 1-3.



**Figura 1** Ley de atenuación para las zonas tectónicas activas en el interior del territorio Colombiano.

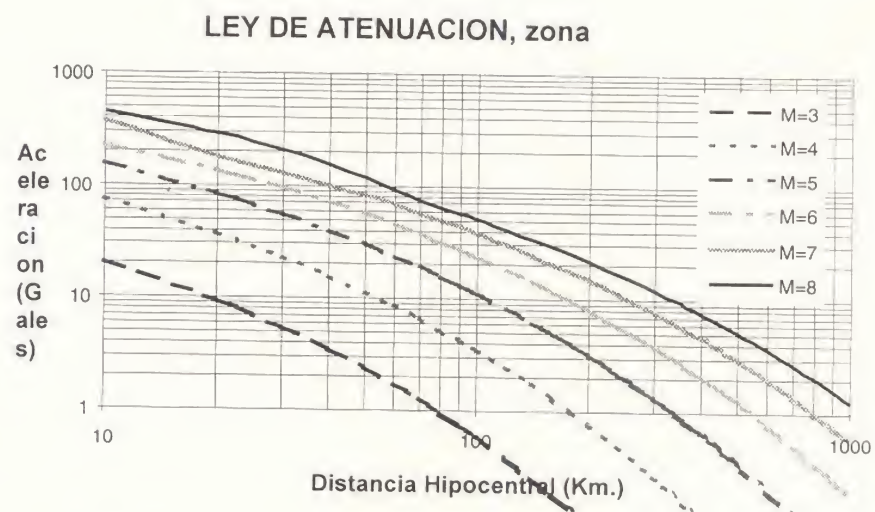


Figura 2 Ley de atenuación zona de subducción en el territorio Colombiano.

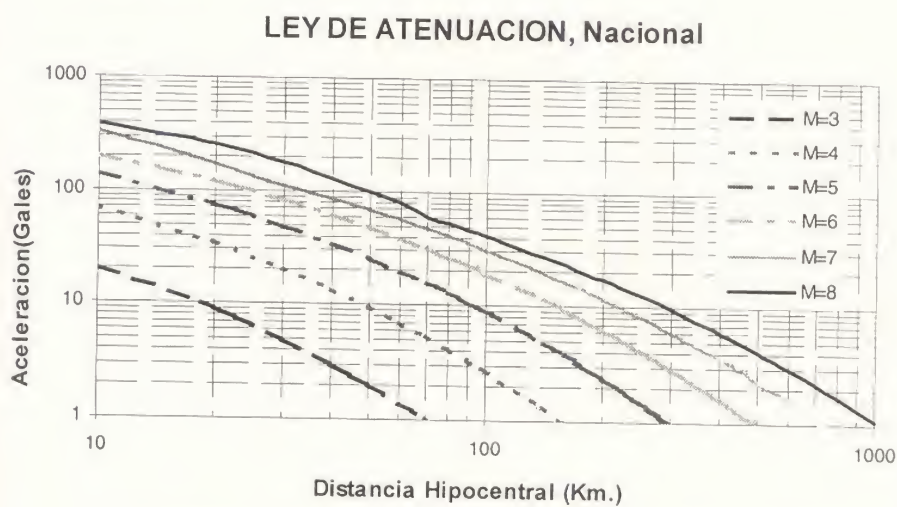


Figura 3 Ley de atenuación de aceleraciones para todo el territorio Colombiano.

Tabla 3 Resultado de la calibración de parámetros para cada caso analizado.

Activa							
$\Delta\sigma$	Q1	$\epsilon$	Qo	$R_{\theta\theta}$	k1	$\sigma$	$e_m$
135	1500	0.6	600	0.63	0.02	0.68	0.003
Subducción							
200	2600	0.7	600	0.6	0.025	0.68	0.001
Promedio nacional							
167.5	2050	0.7	600	0.615	0.023	0.74	0.050



Para los sismos de fallas activas y de subducción, la desviación estándar es de 0.68, mientras que si se incluyen todos los sismos se obtiene un valor de 0.74. El parámetro  $e_m$ , el error medio, se define aquí como el promedio de los logaritmos de los cocientes entre aceleraciones observadas y aceleraciones calculadas;  $e_m$  es una medida del sesgo de la estimación. En términos generales, los errores medios son aceptablemente bajos. El desempeño de estas leyes fue comparado, desde el punto de vista estadístico, con el de las usadas en el desarrollo del Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia, utilizando la mismas bases de datos de aceleraciones que se han utilizado en el presente trabajo. Los resultados se presentan en la tabla 4:

**Tabla 4** Comparación estadística de las diferentes leyes usadas. Se analiza el desempeño de diversas leyes de atenuación (filas de la tabla) cuando se utilizan diversas bases de datos (columnas de la tabla).

Ley	ACTIVA		SUBDUCCION		NACIONAL	
	Desviación	Error medio	Desviación	Error medio	Desviación	Error medio
Donovan I <sup>+</sup>	1.14	0.91	0.78	-0.42	0.97	-0.66
DónovanII <sup>+</sup>	1.47	-1.28	1.06	-0.83	1.26	-1.05
McGuire <sup>+</sup>	1.47	-1.31	1.18	-0.97	1.349	-1.14
Promedio <sup>+</sup>	1.44	-1.25	1.06	-0.83	1.24	-1.04
Activa*	<b>0.68</b>	<b>0.003</b>	-	-	-	-
Subducción*	-	-	<b>0.68</b>	<b>0.002</b>	-	-
Nacional*	-	-	-	-	<b>0.74</b>	<b>-0.05</b>

<sup>+</sup>Leyes consideradas en el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia

\*Leyes obtenidas en este estudio

Se observa que, en general, las leyes usadas en el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia tienen desviaciones estándar mayores que las de las leyes determinadas en este estudio y, además, sobrestiman sistemáticamente las aceleraciones observadas.

Se observa que, para igual magnitud y distancia, la ley para sismos de subducción predice aceleraciones más altas que para los temblores continentales; esto se refleja, principalmente, en un mayor valor de la caída de esfuerzos (ver tabla 3). En todas las leyes se observa la saturación de  $A_{max}$  en altas magnitudes y cortas distancias.

#### 4 COMENTARIOS

Es importante hacer notar que, puesto las leyes de atenuación se han construido a partir de modelos teóricamente admisibles, los rangos de aplicación de esta ley, en magnitud y distancia, son muy probablemente mayores que los de los datos disponibles.

Las leyes de atenuación aquí derivadas no tienen una expresión matemática sencilla. En términos generales, esto no es un inconveniente. Sin embargo, los valores aquí obtenidos podrían ajustarse a expresiones matemáticas sencillas. Esto, desafortunadamente, introduciría una incertidumbre adicional innecesaria.

Es interesante señalar que el enfoque aquí presentado puede extenderse para obtener leyes de atenuación de otros parámetros de interés para la ingeniería sísmica. Por ejemplo, si los EAF de las ecuaciones 7 y 8 se dividen por  $\omega$  y  $\omega^2$  se obtiene los espectros de velocidad y desplazamiento del suelo, respectivamente. Si a estos espectros se aplica el procedimiento de vibraciones aleatorias descrito, se obtienen leyes de atenuación para velocidad máxima y desplazamiento máximo del suelo. En las figuras 4 y 5 se presentan estas leyes de atenuación para el caso "Nacional".

### LEY DE ATENUACION, Nacional

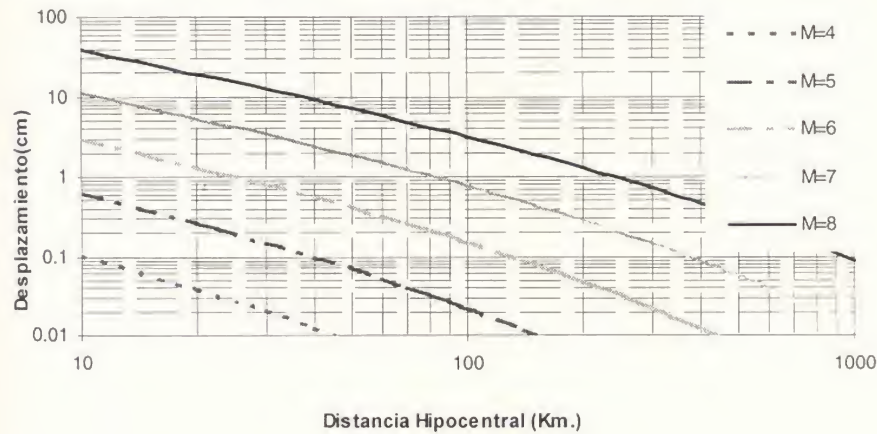


Figura 4 Ley de atenuación de desplazamiento para el caso nacional.

### LEY DE ATENUACION, Nacional

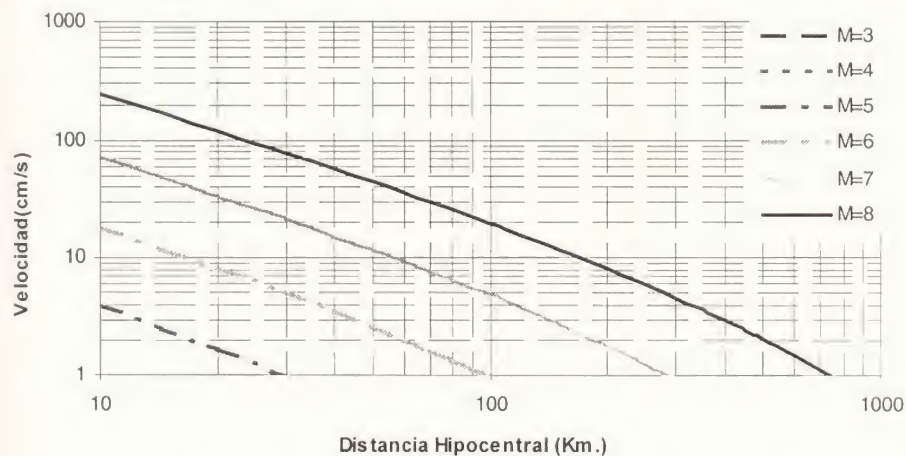


Figura 5 Ley de atenuación de velocidad para el caso nacional.

De la misma manera, si los EAF de las ecuaciones 7 y 8 se multiplican por la función de transferencia de un oscilador de un grado de libertad con periodo y amortiguamiento conocidos, la aplicación de el procedimiento de vibraciones aleatorias permite estimar el valor de la respuesta máxima que tendría este oscilador ante el sismo caracterizado por el EAF correspondiente. Si esto se repite para varios periodos, se habrá calculado el espectro de respuesta y, consecuentemente, leyes de atenuación para las ordenadas espectrales deseadas.

Conviene hacer notar que en este caso, la duración de fase intensa,  $T_d$ , no debe ser la duración de la excitación sino la duración de la respuesta del oscilador,  $T_r$ . Esta puede obtenerse con la siguiente expresión, debida a Joyner y Boore (1983):



$$T_r = T_d + \frac{u^3}{2 \cdot \xi \cdot f_o \cdot \pi \cdot \left(u^3 + \frac{1}{3}\right)} \quad (16)$$

donde  $u=T_d/T_o$ ;  $T_o$ , es el periodo natural del oscilador. Nótese que la función de transferencia del oscilador de un grado de libertad debe ser la que corresponda a la respuesta espectral deseada. Así, por ejemplo, si se desean leyes de atenuación para la pseudoaceleración, habrá de usarse la función de transferencia de aceleración del suelo a pseudoaceleración espectral.

Finalmente, este proceso se puede ampliar para estimar espectros de respuesta elastoplástica usando, por ejemplo, el procedimiento de Ordaz y Pérez Rocha (1998), quienes desarrollaron una expresión para obtener espectros elastoplásticos a partir del espectro elástico de desplazamiento y el desplazamiento máximo del terreno. La expresión propuesta, la cual es independiente de las condiciones de suelo, tiene la siguiente forma:

$$R_\mu(T) = 1 + \left( \frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} \cdot (\mu - 1) \quad (17)$$

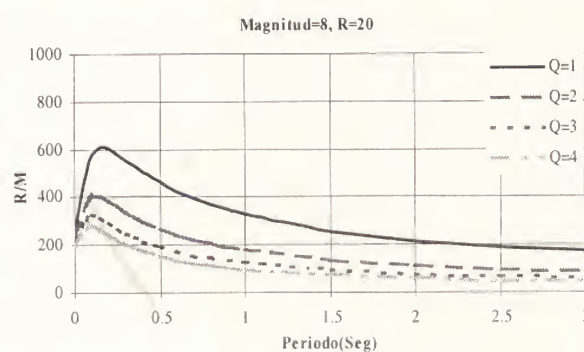
donde

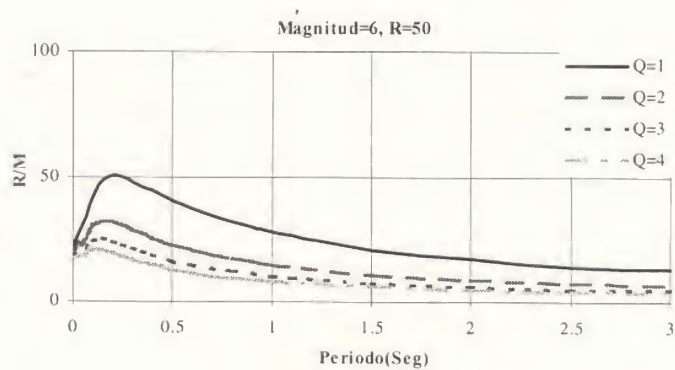
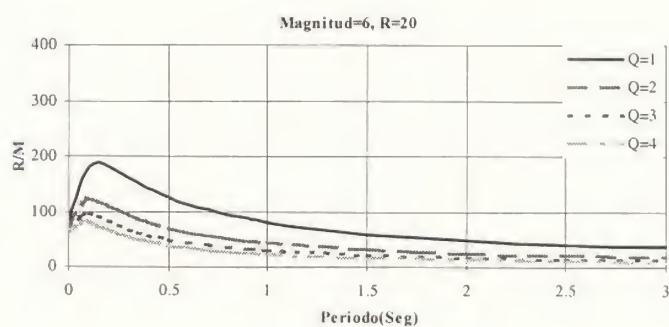
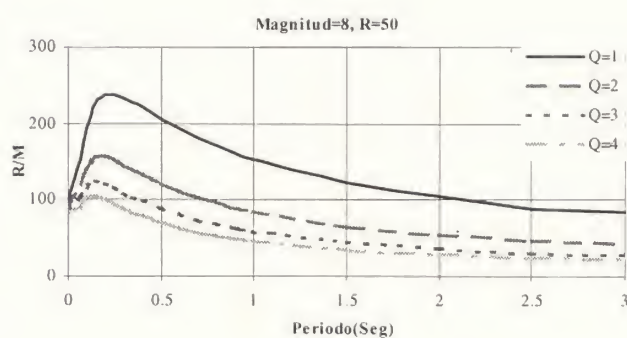
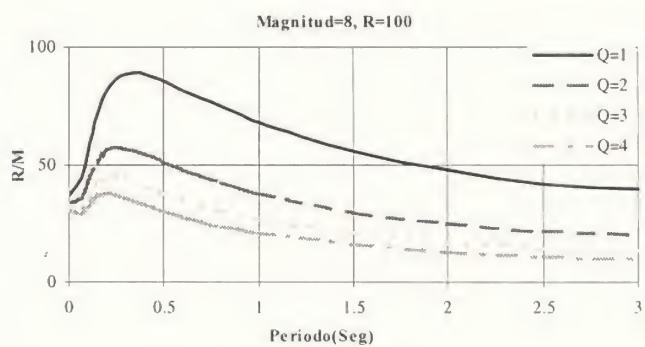
$$\beta(\mu) = 0.388 \cdot (\mu - 1)^{0.173} \quad (18)$$

$D(T)$  es el espectro elástico de desplazamiento y  $R_\mu(T)$  es el cociente entre la resistencia necesaria para obtener comportamiento elástico y la resistencia necesaria para alcanzar una demanda de ductilidad especificada,  $\mu$ .

Así, si se conoce el espectro elástico de desplazamiento y el desplazamiento máximo del suelo y se fija una demanda de ductilidad  $\mu$ , puede hallarse el cociente  $R_\mu$ . La resistencia (por unidad de masa) necesaria para alcanzar la demanda de ductilidad  $\mu$ , es decir, la ordenada del espectro inelástico, puede obtenerse dividiendo la ordenada espectral de pseudoaceleración por  $R_\mu$ .

En la figura 6 se presenta, para el caso "Nacional" espectros de respuesta para diferentes demandas de ductilidad, magnitudes y distancias. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para las ordenadas de los espectros de respuesta elástica e inelástica.







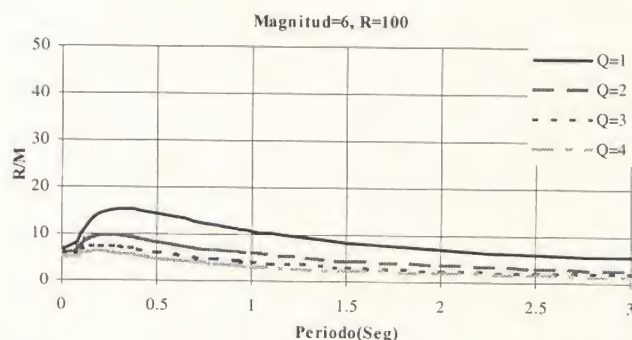


Figura 6 Espectros de respuesta para diferentes demandas de ductilidad, magnitudes y distancias.

## 5 EL SISMO DEL 25 DE ENERO DE 1999 EN QUINDÍO

En este inciso se hace una comparación entre aceleraciones calculadas y aceleraciones observadas durante el sismo del 25 de enero de 1999, en la zona del Quindío, Colombia. Este sismo con  $M_L=5.9$ , según agencias internacionales (6.2 Ingeominas), fue registrado por estaciones acelerográficas de Ingeominas, Universidad del Quindío, Corporación Autónoma Regional de Risaralda (CARDER) y el Observatorio Sismológico del Sur Occidente (OSSO). La localización geográfica de los epicentros del sismo principal y sus replicas se muestran en la figura 9:

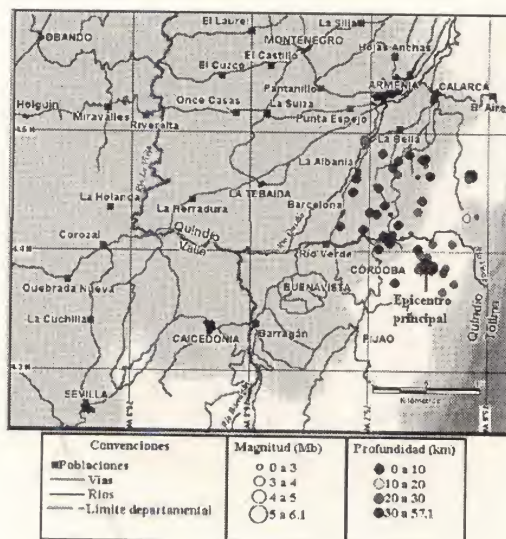


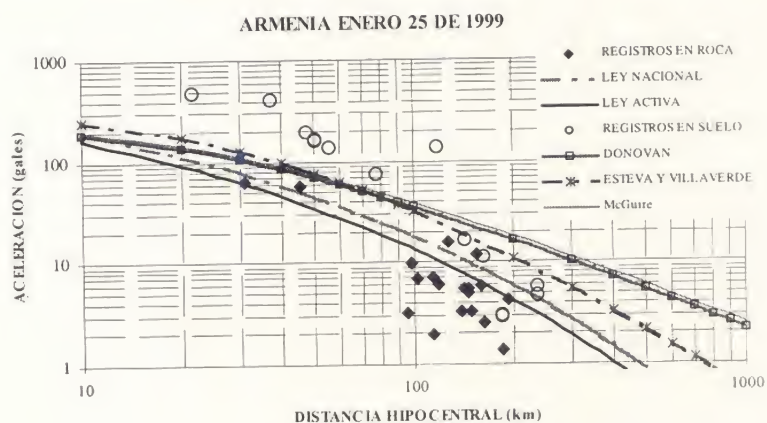
Figura 7 Localización del epicentro y replicas del sismo del 25 de Enero de 1999 en Quindío.

De la información de las estaciones se recopilaron los datos de la tabla 4.

**Tabla 4** Registros de aceleraciones máximas de estaciones localizadas cerca de la zona epicentral.

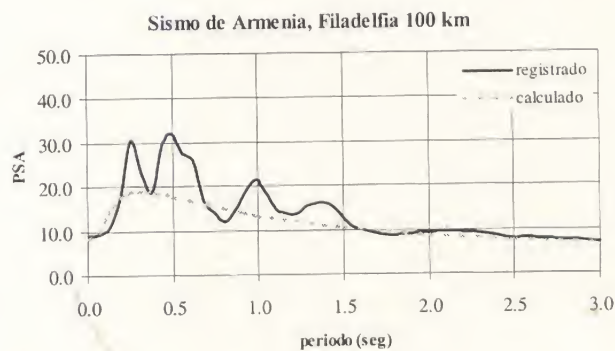
CIUDAD	ESTACIÓN	GEOLOGIA	Coordenadas Estación		Aceleración Máxima (gal)				R (Km)
			LAT N	LONG E	E-W	N-S	Vert	Neta	
Popayán	Invias	Suelo	2.47	-76.59	5.93	2.86	4.44	4.65	236.61
Popayán	ISS	Suelo	2.47	-76.59	5.67	5.67	4.83	5.67	236.61
Cali	Cali	Suelo	3.42	-76.53	21.60	7.95	17.18	16.28	143.00
Buenaventura	Buenaventura	Suelo	3.88	-77.08	15.31	3.71	20.71	11.14	162.91
Armenia	Armenia	Suelo	4.5	-75.8	518.10	446.70	580.00	483.72	21.63
Santa Fe de Bogotá	INGEOMINAS	Suelo	4.64	-74.08	3.81	1.94	5.60	3.02	184.61
Santa Fe de Bogotá	Gaviotas	Suelo	4.64	-74.08	3.78	1.62	4.39	2.90	184.61
Filandia	Filandia	Suelo	4.69	-75.62	554.90	182.20	477.80	412.98	37.12
Pereira	Castañares	Suelo	4.84	-75.75	207.80	95.84	141.50	161.81	50.78
Manizales	Manizales	Suelo	5.02	-75.42	85.72	57.52	102.20	72.99	77.35
Pereira	Ciros	suelo	4.84	-76.68	180.60	73.60	188.50	137.90	117.99
Pereira	Cmazp	suelo	4.81	-75.69	253.20	99.10	290.70	192.26	47.66
Pereira	CSTRC	suelo	4.88	-75.63	181.30	63.30	259.30	135.79	55.77
Pereira	CPER2	Suelo	4.84	-75.75	210.30	97.40	145.80	163.88	50.78
Filadelfia	Filadelfia	Roca	5.3	-75.57	8.27	5.32	9.44	6.95	101.62
Riosucio	Riosucio	Roca	5.42	-75.72	7.46	6.79	6.45	7.13	113.39
Andes	Andes	Roca	5.66	-75.91	6.16	4.76	10.11	5.50	141.37
Sonson	Sonson	Roca	5.68	-75.33	3.76	2.78	6.10	3.30	148.44
Toche	Toche	Roca	3.65	-76.09	3.58	2.80	2.72	3.22	95.35
Prado	Hidroporado	Roca	3.76	-74.89	6.79	5.35	5.62	6.11	118.25
Calima	Calima	Roca	3.88	-76.58	2.37	1.47	2.23	1.97	113.41
Santa Fe de Bogotá	INGEOMINAS	Roca	4.64	-74.08	1.16	0.75	1.19	0.98	184.61
Santa Fe de Bogotá	San Bartolomé	Roca	4.64	-74.08	1.74	0.90	1.37	1.38	184.61
Pereira	Altolibare	Roca	4.64	-75.68	83.33	28.02	48.38	62.17	30.99
Pereira	Cper1	Roca	4.78	-75.64	77.70	25.50	49.80	57.83	45.33
Arbelaez	Cande	Roca	4.28	-74.43	6.16	4.67	10.10	5.47	144.92
Betania	Cbeta	Roca	2.71	-75.43	5.27	2.92	6.93	4.26	192.18
Bogota	Cnsba	Roca	4.64	-74.08	1.57	1.12	1.17	1.36	184.61
Bogota	Crosa	Roca	4.85	-74.33	3.18	1.76	4.20	2.57	162.73
Colombia	Ccol	Roca	3.38	-74.8	15.00	7.72	13.90	11.93	154.24
Dagua	Cdagu	Roca	3.66	-76.71	3.17	3.45	3.96	3.31	138.91
Guaduas	Cguad	Roca	5.07	-74.59	6.26	3.25	6.34	4.99	146.25
Norcasia	Cnorc	Roca	5.56	-74.89	6.97	4.55	6.61	5.89	158.34
Pensilvania	Cpens	Roca	5.39	-75.16	21.10	7.14	25.00	15.75	126.44
Villahermosa	Cvill	Roca	5.04	-75.12	6.48	12.01	5.42	9.65	98.05

Se comparan los valores de la aceleración neta registrada, contra la correspondiente aceleración calculada con las leyes de atenuación "Activa" y "Nacional" que se han presentado en este estudio, para magnitud 5.9. Por comparación se presentan las curvas de atenuación correspondientes a las ecuaciones consideradas en los estudios de amenaza sísmica para Colombia, como son las de Donovan, Esteva y Villaverde y McGuire.



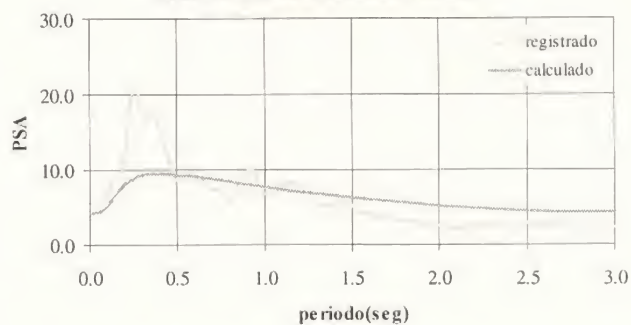
**Figura 8** Comportamiento de las diferente leyes de atenuación, sismo de Armenia 25 de Enero de 1999.

Se observa una correlación aceptable con la ley "Activa" y, nuevamente, la sobrestimación de las leyes usadas en el estudio de amenaza de Colombia, especialmente a grandes distancias. En las siguientes figuras se comparan espectros de respuesta observados durante el sismo de Armenia con los predichos por la ley de atenuación "Nacional"

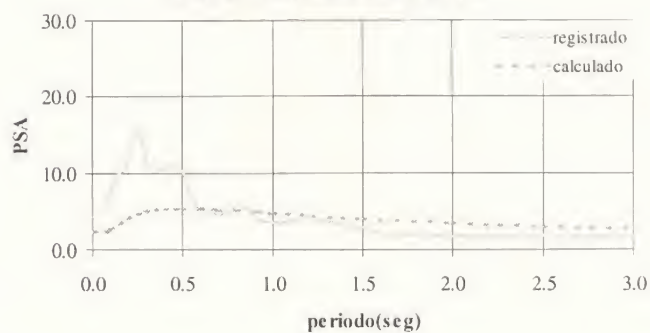




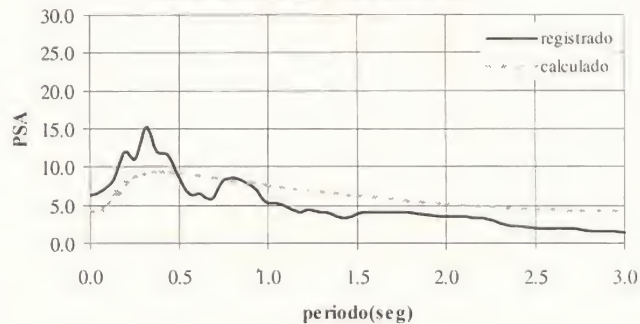
Sismo de Armenia, Arbelaez 144 km



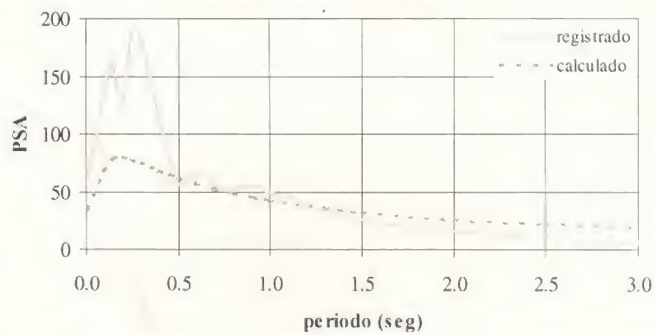
Sismo de Armenia, Betania 192 km

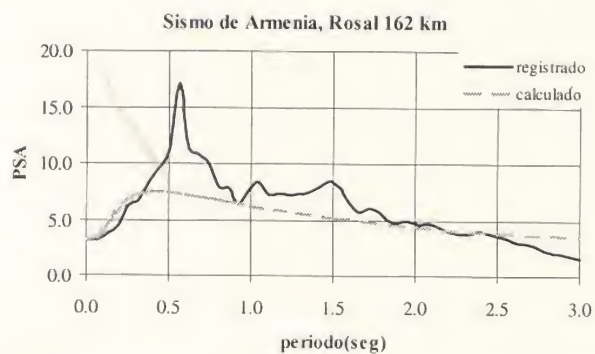
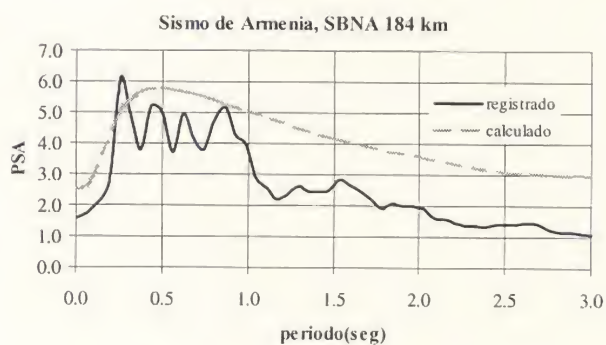
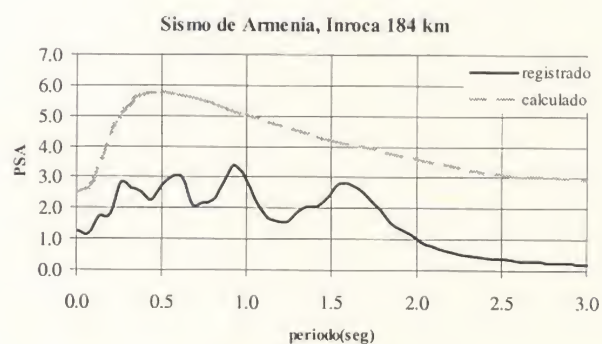
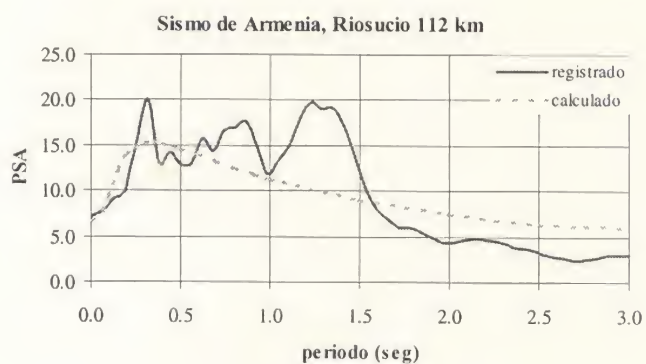


Sismo de Armenia, Guaduas 145 km



Sismo de Armenia, Pereira 42 km





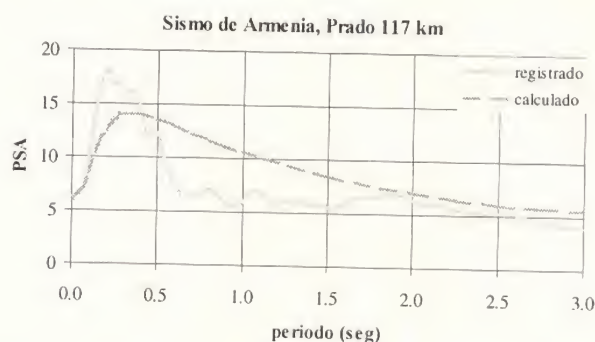


Figura 9 Comparación de espectros de respuesta registrados y observados durante el sismo del Quindío.

Se observa que, tratándose de la aceleración máxima registrada, los resultados son mejores con las leyes de atenuación propuestas que con cualquier otra ley aplicada. Sin embargo, las ordenadas espectrales no son predichas con la misma precisión. Esto se debe, en buena medida, a que en el proceso de determinación de las leyes de atenuación, sólo se impuso la restricción de obtener errores mínimos para  $A_{max}$  y no para otras ordenadas espectrales. El procedimiento que aquí se ha descrito podría ampliarse teniendo como función objetivo la minimización simultánea de los errores en todas las ordenadas espectrales. Esto, sin duda, conduciría a leyes de atenuación espectrales más precisas.

## 6 CONCLUSIONES

Se obtuvieron relaciones de atenuación de aceleraciones mediante un procedimiento semiempírico basado en un modelo teórico de la sismología y el uso de la teoría de vibraciones aleatorias. Los resultados son buenos, y se demuestra que las leyes aquí determinadas tienen un mejor comportamiento que otras utilizadas en estudios previos en el territorio colombiano.

## REFERENCIAS

- Abramowitz, M. y I. A. Stegun (1964), Handbook of Mathematical Functions, National Bureau of Standards, Applied Mathematics Series.
- Anderson, J. G. y S. Hough (1984). A model for the shape of the Fourier amplitude spectrum of acceleration at high frequencies, Bull. Seism. Soc. Am. 74, 1969-1994.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Comité AIS 300 (1996), Estudio general de Amenaza Sísmica de Colombia, Santa Fe de Bogotá.
- Aki, K. (1967). Scaling law of seismic spectrum, J. Geophys. Res. 72, 1217-1231.
- Boore A.M. (1972), A note on the effect of simple topography on seismic SH waves", Bull. Seism. Soc. Am 62, pp 275 - 284.
- Boore, D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motion based on seismological models of radiated spectra, Bull. Seism. Soc. Am. 73, 1865-1884.
- Boore, D. M. y J. Boatwright (1984). Average body wave radiation coefficients, Bull. Seism. Soc. Am. 74, 1615-1621.
- Boore, D. M. y G. M. Atkinson (1987). Stochastic prediction of ground motion and spectral response parameters at hard rock sites in eastern North America, Bull. Seism. Soc. Am. 77, 440-467.
- Boore, D. M. y W. B. Joyner (1984). A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitude of transient signals, Bull. Seism. Soc. Am. 74, 2035-2039.



- Boore, D. M. (1986). The effect of finite bandwidth on seismic scaling relationship, *Earthquake Source Mechanism, Geophysical monograph 37* (Maurice Ewing Series), American Geophysical Union, 275-283.
- Brune, J. N. (1970). Tectonic Stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes, *J. Geophys. Res.* 75, 4997-5009.
- Brune, J. N. (1976). The physics of earthquakes string motion, *Seismic Risk and Engineering Decisions*, editors, Lomnitz and Rosenblueth, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- Cartwright, D. E. y M. S. Longuet Higuins (1956). The statistical distribution of the maxima of a random function, *Proc. Roy. Soc. London, Ser. 76*, 5002.
- Hanks, T. C. y McGuire R. K. (1981) The character of high frequency strong ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am.* 71, 2071-2095.
- Gautschi, W y Cahill, W, F (1965), Exponential integral and related functions, *Handbook of mathematical functions*, M Abramowitz and I. Stegun, Dover publication, New York.
- Hanks, T C (1982),  $f_{max}$ , *Bull. Seism. Soc. Am.* 72, 1867-1879.
- Haskell, N (1964), Total energy and energy spectral density of elastic waves radiation from propagating faults, 2, a statistical source model, *Bull. Seism. Soc. Am.* 56, 125-140.
- Hartzell, S. H. (1978), Earthquake's aftershocks as Green's semipirical function, *Geophysical Research Letters*, 5, 104.
- Hermann, R B (1985), An extension of random vibration theory estimates of strong ground motion to large distances, *Bull. Seism. Soc. Am.* 73, 157-171.
- Ingeominas (1999) "Terremoto del Quindío, Enero 25 de 1999, Informe Técnico Preliminar", Santa Fe de Bogotá.
- Knopoff, L (1964), "Q", *Review of Geophysics*, 2 625-660
- Luco J. E. (1985). On strong ground motion estimates based on models of the radiated spectrum, *Bull. Seism. Soc. Am.* 75, 641-650.
- Ordaz, M. y Reinoso E. (1987), Uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal, *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, A155-A167.
- Ordaz, M. Singh, S. K. Reinoso, E. Lermo, J. Espinosa, J. M. y Domínguez T. (1988). Estimation of response spectra in the lake bed zone of the valley of Mexico, *Earthquake Spectra*, 4, 815-834.
- Ordaz, M. Jara, J. M. y Singh S. K. (1989), Riesgo sísmico y espectros de diseño para el estado de Guerrero, México, reporte del Instituto de Ingeniería, UNAM y el Centro de Investigación Sísmica al gobierno del estado de Guerrero.
- Ordaz, M. y Pérez Rocha, L. E. (1991), Un método para el cálculo rápido de espectros de respuesta elastoplástica, *Memorias de IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México.
- Ordaz, M. (1992), Estimación de movimientos fuertes ante temblores mexicanos de subducción, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- Ordaz, M. y Pérez Rocha, L. E. (1998), Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic system: a new approach, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 27, 889-901.
- Papageorgiou, A. y Aki, K. (1985), Scaling Law of far -field spectra based on observed parameters of the specific barrier model, *PAGEOPH* 123, 353-374.
- Papoullis, A (1965) *Probability, Random Variables and Stochastic Processes*, Mc Graw Hill, Nueva York
- Uwadia F E y Trifunac M. D (1973), Damped Fourier Spectrum and response spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.* 63, 1775-1783.

## **Evaluación del potencial de daño de sismos recientes en Costa Rica**

Miguel Cruz Azofeifa

Escuela de Ingeniería Civil  
Universidad de Costa Rica

Eduardo Infante Herrera

Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Instituto de Investigaciones en Ingeniería  
Universidad de Costa Rica

Víctor Schmidt Díaz

Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Instituto de Investigaciones en Ingeniería  
Universidad de Costa Rica  
e-mail: vschmidt@terraba.fing.ucr.ac.cr

### **RESUMEN**

En este trabajo se determinó el potencial destructivo de algunos sismos a partir de registros obtenidos en Costa Rica y en otros países, usando el índice de daño de Park y Ang. Se trabajó con estructuras de un grado de libertad definidas para tres períodos fundamentales, tres fracciones de amortiguamiento crítico y seis niveles de resistencia. Las estructuras fueron sometidas a los registros sísmicos. Se utilizaron parámetros sísmicos para correlacionar el daño, los cuales fueron: aceleración pico del terreno, aceleración espectral, energía de entrada por unidad de masa y la Intensidad de Arias. Se logró establecer las correlaciones entre el índice de daño que se provoca en las estructuras y los parámetros sísmicos. Los resultados demostraron que el índice de daño se correlaciona bastante bien con la aceleración espectral y con la energía de entrada. Sin embargo, presenta malas correlaciones con la aceleración pico del suelo y con la Intensidad de Arias. En todos los casos, al aumentar la resistencia las correlaciones mejoraron, además de que los valores de índice de daño disminuyeron. Para todas las estructuras de este análisis, son los registros extranjeros los que producen mayores índices de daño, lo que indica que los registros costarricenses no alcanzan el potencial destructivo de los registros internacionales considerados.



## ABSTRACT

In this work the damage potential of some earthquakes is evaluated from available records. Costarrican and foreign ones are used to determine the Park and Ang damage index. One degree of freedom structures are used. They were defined with three different vibration periods, three damping ratios and six strength levels, and later subjected to the earthquake records. Earthquake parameters are used to correlate damage and they are the following: peak ground acceleration, spectral acceleration, input energy per unit of mass, and Arias intensity. Correlations between damage index and earthquake parameters were made. The results show that damage index is well correlated with spectral acceleration and with input energy; however, poor correlations are obtained with peak ground acceleration and Arias intensity. In all cases, when strength is increased, the correlations are improved and damage index is reduced. In all the structures considered the foreign records produce the greatest damage index which shows that the Costarrican records are not as destructive as those.

## 1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se determinó el potencial destructivo de algunos registros sísmicos obtenidos en Costa Rica y en otros países, a partir de indicadores de daño propuestos para estructuras.

Para la estimación y comparación de la severidad de distintos registros sísmicos, algunos investigadores han coincidido en la conveniencia de plantear indicadores que permitan cuantificar el daño provocado por un sismo en una estructura. Estos han sido propuestos desde la década pasada y son definidos como **parámetros e índices de daño**. (Park et. al., 1985, pp 722-739; Powell et. al., 1988).

Para modelar la respuesta no lineal de los elementos estructurales, se propuso un diagrama esfuerzo deformación elastoplástico. En este modelo, la ductilidad se limitó a un valor de cinco, de tal manera que  $\theta_u = \mu\theta_y$  ( $\theta_u$  y  $\theta_y$  rotación última y rotación de cedencia de la sección de un elemento, respectivamente). Se utilizó el programa DRAIN - 2D (Kanann et. al., 1976), que permite calcular la respuesta no lineal de los sistemas. Se trabajó con un intervalo de tiempo entre dos datos de aceleración consecutivos igual a 0.02 segundos. No se consideró el efecto P- $\Delta$ .

## 2 ÍNDICES DE DAÑO

Los índices de daño son indicadores del daño estructural que se produce en una estructura con características dinámicas definidas durante las sacudidas sísmicas. Los sismos provocan diferentes niveles de daño en las estructuras y aún más, un mismo sismo puede dañar considerablemente una estructura específica pero no así muchas otras. Esto depende de las características dinámicas del sistema.

Por lo tanto, la evaluación del daño en una estructura por medio de estos índices permite fácilmente cuantificar el efecto destructivo que un mismo registro sísmico provoca en estructuras con características dinámicas distintas, o bien una cuantificación del daño que distintos registros generan en una misma estructura.

A continuación se describe brevemente el índice de daño con el cuál se obtuvo buenas correlaciones.

### 2.1 Índice Propuesto por Park y Ang ( $ID_{PA}$ ).

En el modelo propuesto por Park y Ang (Park et. al., 1985, pp 722-739) se considera que el daño es causado por una combinación de los efectos provocados por la deformación excesiva y por la disipación de energía en el proceso cíclico de carga y descarga (efecto acumulativo del daño). Esto se expresa matemáticamente como la suma de una razón de deformaciones y una



razón de energías, esta última afectada por un factor  $\beta$  que toma en cuenta el efecto de la aplicación cíclica de las cargas, sobre el deterioro de la resistencia y es dependiente de las características estructurales presentes en cada caso, por lo que en su determinación no se realizaron mayores cálculos. Mas bien, en este trabajo se usó un valor único de  $\beta$  igual a 0.2, acorde con lo propuesto por los autores de este índice (Park et. al., 1986, pp 1721-1729).

La ecuación que lo define en términos de rotación es:

$$ID_{PA} = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \beta \frac{\int dE_H}{M_y \theta_u} \quad (1)$$

donde:  $M_y$  es el momento de cedencia y  $E_H$  la energía plástica disipada.

Park y Ang proponen que si el índice de daño alcanza un valor de 0.8, el elemento estaría colapsado y que si supera 0.4 el elemento es irreparable (Park et. al, 1985, pp 740-757).

### 3 SISMOS UTILIZADOS Y CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

De los registros disponibles en Costa Rica se escogieron los correspondientes a los sismos que han provocado mayores daños en estructuras recientemente. Tal es el caso de Piedras Negras (22 / 12 / 90), que causó serios daños en la ciudad de Alajuela en edificios y viviendas. En este caso se cuenta con registros bastante cercanos al epicentro (Represa de San Miguel, situada a 6 Km del epicentro) y otros más cercanos a la zona de mayores daños (Parque Central de la Ciudad de Alajuela).

No así son los casos de Limón (22 / 04 / 91) y Cóbano (25 / 03 / 90), donde los registros con que se cuenta no fueron obtenidos en sitios cercanos a la zona epicentral, o bien donde se concentraron los mayores daños. La descripción de estos tres sismos y sus efectos se encuentra en EERI, 1992.

A continuación se presenta una tabla donde se caracteriza cada registro sísmico.

**Tabla 1** Lista de registros sísmicos utilizados

<b>1. Registros sísmicos Costarricenses</b>					
Sismo	Estación	Epidist. (Km)	$T_D$ (s)	$T_g$ (s)	$a_{m\acute{a}x}$ (cm/s <sup>2</sup> )
1. Piedras Negras ( 22-12-90 )	ALJ	15.50	4.21	0.45	427.7
	CTG	43.6	7.37	0.55	292.2
	PSM-ICE	6.00	3.03		494.6
	CTG (2*)	43.6	7.37	0.55	584.4
	CTG (3*)	43.6	7.37	0.55	850.0
2. Cóbano ( 25-03-90 )	PTS	44.7	6.31	1.80	243.3
3. Limón ( 22-04-91 )	CMA	102.8	13.66	0.45	187.6
	CTG	87.2	15.88	0.60	210.7
	CCH	73.9	13.05	0.90	80.22
<b>2. Registros sísmicos extranjeros</b>					
1. México ( 1985 )	SCT				
2. Chile ( 1985 )	Llolleo	50.00	34.02	0.70	696.51
3. Valle San Fernando (1971 )	Pacoima Dam	7.20	8.22		1147.77
4. Imperial Valley ( 1940 )	El Centro	9.30	1.98	0.55	333.54
5. San Salvador ( 1986 )	CIG	9.00	1.52	0.50	667.08

En la tabla anterior:

$T_g$  : período predominante de la señal,  $T_D$ : tiempo en el que se da la aceleración máxima,  $a_{max}$ : aceleración máxima del registro.  $2^*$  y  $3^*$ : Modificación a los registros obtenidos en la estación de Cartago – Parque Central utilizando transformadas de Fourier para amplificar 2 y 3 veces las amplitudes correspondientes al rango de frecuencias 2.5 - 10 Hz, respectivamente. Esto produce un efecto que se concentra sobre las estructuras de períodos menores a 0.5 seg.

De la tabla anterior se puede observar que de los sismos extranjeros, el registro del sismo del Valle de San Fernando en Pacoima es el que presenta mayor valor aceleración pico (PGA). Sin embargo, la duración de su fase fuerte es aproximadamente de 12 segundos y tiene un predominio de frecuencias altas.

De los registros costarricenses, es el de Piedras Negras (Alajuela) en la presa de San Miguel el que presenta mayor PGA, a excepción del de Cartago duplicado y triplicado, que corresponden a registros ficticios que intentan reproducir el registro del sismo de Cartago (1910) a partir del sismo de Piedras Negras registrado en CTG (estación acelerográfica ubicada en el Parque Central de Cartago) .

Con respecto a los períodos predominantes, el registro de México (1985) es el que muestra un valor mayor con  $T=2.1$  segundos y es probablemente el que tiene mayor duración, cercana a los 60 segundos. Por otro lado, de los registros costarricenses es el de Cóbano en Puntarenas el de mayor período predominante, con  $T=1.8$  segundos.

Otro registro que es importante destacar es el de Lolleo, Chile (1985), que tiene una larga duración de la fase fuerte (cercana a 60 segundos) y a la vez valores de aceleración muy altos durante toda esa fase, que en promedio se puede estimar en  $300 \text{ cm/s}^2$  . Además, tiene un claro predominio de altas frecuencias.

#### 4 PARÁMETROS SÍSMICOS

A continuación se definen brevemente algunos parámetros sísmicos que se relacionan con la destructividad de los registros sísmicos. Estos son:

**Aceleración pico del suelo ( PGA )**. Se define como el valor máximo ( absoluto ) de aceleración, medido en un acelerograma filtrado. Puede ser expresado en diferentes unidades, pero lo común es que aparezca en GALS ( $\text{cm} / \text{s}^2$ ) o en porcentaje de la aceleración de la gravedad.

**Intensidad de Arias (  $I_A$  )**. Se define como la cantidad de energía por unidad de peso disipada por una familia de osciladores de un grado de libertad y amortiguamiento cero, con frecuencias que van desde cero hasta  $+\infty$ , para un registro dado. Está dada por la ecuación simplificada:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_e} a_g^2(t) dt \quad (2)$$

donde:  $a_g(t)$  es la aceleración del terreno en función del tiempo,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) y  $T_e$  es la duración total del registro.

**Aceleración Espectral (  $S_A$  )**. Representa la respuesta máxima de una estructura de un grado de libertad con características dinámicas dadas (masa, amortiguamiento y rigidez) al ser sometida a una historia de aceleraciones (registro).

**Energía de entrada por unidad de masa (  $E_i$  )**. Se define como el trabajo total que hacen las fuerzas laterales equivalentes causadas por el sismo en una estructura en los desplazamientos relativos de la masa, normalizado por la masa total (Uang et.al, 1990). En este trabajo este parámetro se calculó para estructuras con comportamiento elástico.

Se calcula como:

$$\frac{E_i}{m} = - \int_0^{T_D} a_g(t) du \quad (3)$$



donde:  $T_D$  es la duración del evento,  $a_g(t)$  es la aceleración del suelo en función del tiempo,  $m$  es la masa y  $u$  es el desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo.

## 5 MODELOS ESTRUCTURALES Y PROCEDIMIENTO

Se trabajó con estructuras de un grado de libertad con períodos: 0.5, 1.0 y 1.5 segundos, y fracciones de amortiguamiento crítico: 2%, 5% y 10%, tanto para la estimación de los índices de daño como de los parámetros sísmicos.

Para considerar el efecto de la resistencia, se calcularon los niveles de resistencia requeridos para soportar con comportamiento elástico las fuerzas causadas por un sismo con aceleración máxima de 10% de  $g$  ( $R_1$ ), y otro con aceleración máxima de 30% de  $g$  ( $R_6$ ). Se usaron los factores de amplificación dinámica para estructuras tipo 5 del Código Sísmico de Costa Rica, para suelo firme. Con estos niveles de resistencia, considerados como límites inferior y superior de la misma, se interpolaron linealmente cuatro niveles adicionales igualmente espaciados para obtener un total de seis resistencias.

La figura 1 muestra el modelo de las estructuras utilizadas y la tabla 2 presenta los diferentes niveles de resistencia asignados a los extremos de las columnas, según el período fundamental de la estructura.

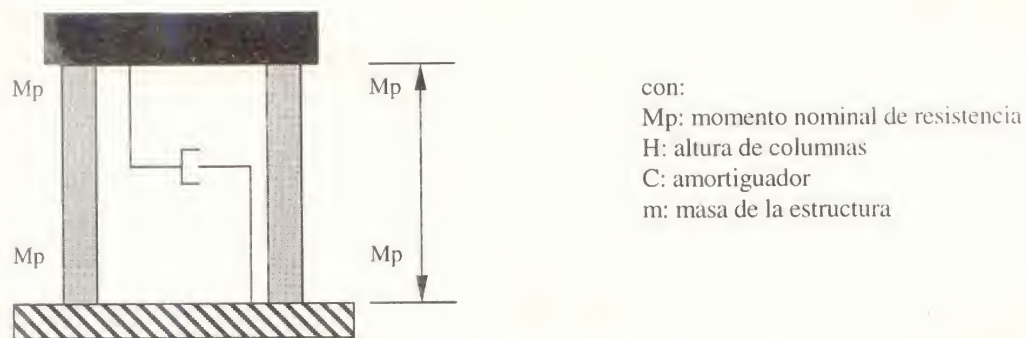


Figura 1 Esquema de las estructuras utilizadas en el presente estudio.

Tabla 2 Momentos nominales de resistencia ( $M_p$ ) de las columnas en las estructuras modeladas, en ton\*m (Entre paréntesis los coeficiente sísmicos de cedencia)

Período	Niveles de Resistencia					
	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$R_4$	$R_5$	$R_6$
0.50 seg.	15.04 (0.18)	21.06 (0.26)	27.08 (0.33)	33.09 (0.40)	39.11 (0.48)	45.13 (0.55)
1.00 seg.	7.32 (0.09)	10.25 (0.13)	13.18 (0.17)	16.11 (0.20)	19.04 (0.24)	21.97 (0.28)
1.50 seg.	4.91 (0.06)	6.87 (0.09)	8.83 (0.11)	10.79 (0.13)	12.75 (0.16)	14.72 (0.18)

Con el fin de no obtener valores elevados de desplazamiento lateral en la respuesta inelástica de la estructura, se impuso al DRAIN un límite de seis veces el desplazamiento de fluencia para que el programa identificara la situación de colapso por deformación lateral excesiva. Para efectos del cálculo de índice de daño, se utilizó un valor de ductilidad de cinco.

Para cada estructura definida se calculó el índice de daño y se correlacionó con cada parámetro sísmico, por medio de gráficos que se muestran más adelante.



## 6 RESULTADOS

### 6.1 Buenas y malas correlaciones entre índices de daño y parámetros sísmicos.

De las correlaciones hechas, el índice de daño propuesto por Park y Ang ( $ID_{PA}$ ) se correlaciona bastante bien con la Aceleración Espectral ( $S_a$ ) y con la Energía de Entrada ( $E_i$ ). Sin embargo, presenta malas correlaciones con la Aceleración Pico del Suelo (PGA) y con la Intensidad de Arias.

La tabla 3 muestra, a modo de ejemplo, los cálculos para una estructura de período igual a 0.5 s, amortiguamiento del 2% y resistencia 1. En la figura 2 se muestra la correlación entre el  $ID_{PA}$  y el PGA para una estructura de  $T=1.5$ s y  $\xi=10\%$ , claramente se observa que no existe relación alguna. Esta misma situación sucede cuando se intenta correlacionar el  $ID_{PA}$  con PGA e  $I_A$ , para todas las estructuras utilizadas.

### 6.2 Análisis de las buenas correlaciones: $ID_{PA}$ vs. $S_a$

La figura 3 muestra el resultado de las correlaciones entre el  $ID_{PA}$  y la Aceleración Espectral para una estructura con el 2% de amortiguamiento y resistencias 1 y 6.

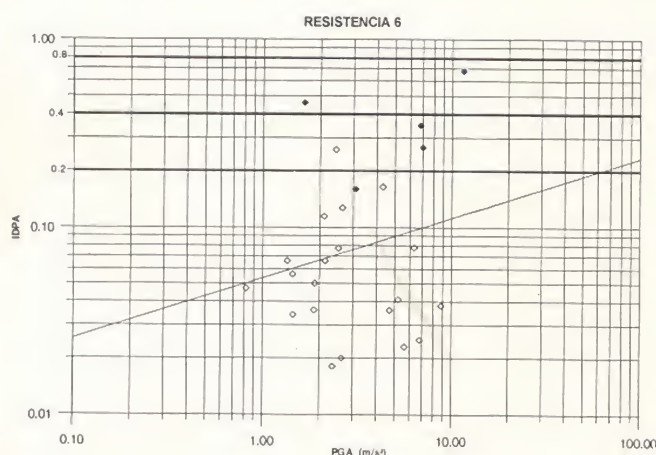
La ecuación propuesta para obtener estas correlaciones tiene la forma:

$$\ln (ID_{PA}) = m * \ln (S_a) + b \quad (4)$$

donde **m** y **b** son los parámetros que se deben determinar por medio de regresión.

Para este caso, se notó claramente que al aumentar la resistencia para una misma estructura con el mismo amortiguamiento, los datos (puntos discretos de la correlación) tienden a ubicarse más cercanos a la línea recta que los relaciona (figura.3).

Por otro lado, cuando se graficaron las correlaciones para las distintas estructuras (ver resultados de las correlaciones en tabla 4, para estructuras con un 2% de amortiguamiento y distintos períodos) se observará que las pendientes de las rectas de mejor ajuste **m** son ligeramente variables con las seis resistencias utilizadas, manteniéndose siempre dentro de un rango de 0.96 a 1.09 (cercano a la unidad) sin una tendencia particular. Los valores de **b**, tienden a ser cada vez menores (más negativos), conforme aumenta la resistencia, desde -1.12 hasta -3.5.



Simbología para figuras 1, 2 y 3:

- ◆: Registros sísmicos extranjeros.
- ◊: Registros sísmicos de Costa Rica

Unidades

PGA:  $m/s^2$

Aceleración Espectral:  $m/s^2$

Energía de Entrada:  $m^2/s^2$

Según Park y Ang:

$ID_{PA}=0.8$ : ruina total

$ID_{PA}=0.4$ : límite de irreparabilidad

$ID_{PA}=0.2$ : daño leve

Figura 2 Correlación entre el PGA y el  $ID_{PA}$ . Estructura con  $T=1.50$  seg y amort.=10%.

Al realizar el mismo procedimiento pero aumentando el amortiguamiento, se obtuvo una disminución de **b**. La mejor correlación se obtuvo para la estructura más flexible (de 1.5 segundos de período), el máximo amortiguamiento usado (10%) y la resistencia mayor.

### 6.3 Análisis de las buenas correlaciones: $ID_{PA}$ vs. $E_i$

Por otra parte, la figura 4 muestra el resultado de las correlaciones entre el  $ID_{PA}$  y la energía de entrada ( $E_i$ ) para la misma estructura con el 2% de amortiguamiento, resistencias 1 y 6, para estructuras de 0.5 segundos.

La ecuación propuesta para obtener estas correlaciones tiene la forma:

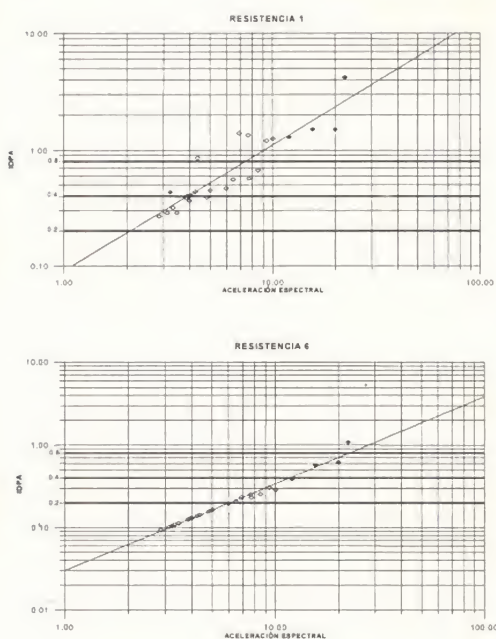
$$\ln(ID_{PA}) = m * \ln(E_i) + b \quad (5)$$

Al igual que el caso anterior, se notó que al aumentar la resistencia para un mismo valor de período y de amortiguamiento, los datos reales (puntos discretos de la correlación) tienden a ubicarse más cercanos a la línea recta que los relaciona (figura 4).

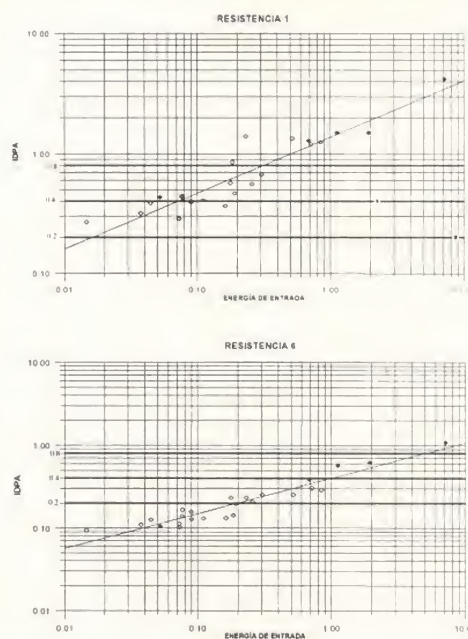
Cuando se graficaron las correlaciones para las distintas estructuras (resultados en tabla 4, para estructuras con un 2% de amortiguamiento) se observó que las pendientes de las rectas de mejor ajuste **m** son ligeramente variables con las seis resistencias utilizadas, manteniéndose siempre dentro de un rango de 0.44 a 0.58 (cercano a 0.5) sin una tendencia particular. Los valores de **b** tienden a ser cada vez menores, conforme aumenta la resistencia, desde 0.32 hasta -0.84.

En forma semejante al caso anterior, al aumentar el amortiguamiento se obtuvo una disminución de **b**. La mejor correlación se obtuvo para la estructura más flexible (de 1.5 segundos de período), el máximo amortiguamiento usado (10%) y la resistencia mayor. En las mismas figuras 3 y 4, puede observarse también que tanto para la  $S_a$  como para la  $E_i$ , al usar la resistencia más baja considerada  $R_1$  (menor coeficiente sísmico), se tiene un significativo grupo de registros sísmicos que provocan en las estructuras la ruina total ( $ID_{PA} > 0.8$ , algunos registros nacionales y todos los extranjeros). Sin embargo, con la máxima resistencia se obtuvo que prácticamente ningún registro de Costa Rica llega al límite de irreparabilidad ( $ID_{PA} > 0.4$ ), incluso la mayoría se ubican por debajo del nivel que corresponde a daño leve ( $ID_{PA} > 0.2$ ). Para la máxima resistencia se observa que los índices de daño obtenidos con sismos extranjeros se ubican mayormente entre el límite de irreparabilidad y el nivel que indica la ruina total, pero no más allá que esto. Lo anterior parece ser casi independiente del amortiguamiento y del período de vibración de la estructura excepto para el caso del registro del sismo de México, sobre el cuál se comentará más adelante. Lo comentado anteriormente permite afirmar, lo que es de fácil intuición, que **al aumentarse la resistencia de los elementos estructurales, el daño en estas disminuye.**





**Figura 3** Correlación entre la Aceleración  $ID_{PA}$  Estructura con  $T=0.50$  s y amortiguamiento=2%. Resistencias 1 y 6



**Figura 4** Correlación entre la energía de Entrada y el  $ID_{PA}$  Estructura con  $T=0.50$  seg y amortiguamiento= 2%. Resistencias 1 y 6

### 6.3 Potencial destructivo de los registros costarricenses en comparación con los extranjeros.

Al observarse los datos discretos en los gráficos (puntos a partir de los cuales se calcularon las correlaciones), es muy importante notar que son los registros de sismos extranjeros los que presentan los mayores valores de índice de daño vs. parámetro sísmico ( $E_i$  o  $S_a$ ). Esto es consistente para todos los valores de período, amortiguamiento y resistencia utilizados, lo que indica que los sismos extranjeros tienen un mayor potencial destructivo que los costarricenses.

Con respecto a los registros sísmicos obtenidos en otros países, debe resaltarse el caso del registro correspondiente al sismo de México, 1985, que produce valores altos de índice de daño vs. parámetro sísmico en estructuras flexibles (período de 1.5 segundos) y valores bajos en estructuras rígidas (período de 0.5 segundos). Lo anterior podría justificarse en el hecho de que el registro del sismo de México utilizado fue obtenido en un acelerógrafo ubicado sobre depósitos lacustres de gran espesor que componen el suelo de la Ciudad de México. Esto provocó que se filtraran las frecuencias altas en la señal y que quedara un contenido de períodos mas bien largos, con un período predominante cercano a dos segundos, lo que provocó que los mayores efectos de resonancia se dieran en la estructura de 1.5 segundos.

Con respecto a los resultados obtenidos a partir de sismos costarricenses, se observó una situación semejante a la anterior con el registro de Cóbano (1990) en componente transversal, que produce los más altos valores de índice de daño en estructuras flexibles y no así en las rígidas. El registro de Cóbano fue obtenido a una distancia hipocentral aproximada de 60 Km. y al viajar la



**Tabla 3** Valores de índice de daño y parámetros sísmicos. Estructura con  $T=0.50$  seg,  $\text{Amort}=2\%$  y resistencia 1 L: componente longitudinal, T: componente transversal.

		INTENS. ARIAS	PGA ( $\text{m/s}^2$ )	$S_a$ ( $\text{m/s}^2$ )	$E_1$ ( $\text{m}^2/\text{s}^2$ )	ID <sub>PA</sub>
P. NEGRAS (ALAJUELA)	L	1.360	2.638	10.027	0.844	1.254
	T	1.707	4.306	9.376	0.716	1.204
P. NEGRAS CARTAGO	L	0.265	2.349	3.849	0.044	0.385
	T	0.227	2.619	4.255	0.076	0.437
P. NEGRAS (P.SAN MIGUEL)	L	1.801	6.326	2.857	0.015	0.267
	T	2.700	8.820	3.321	0.037	0.317
P. NEGRAS (CART. X2)	L	1.058	4.698	7.698	0.178	0.568
	T	0.908	5.238	8.510	0.304	0.671
P. NEGRAS (CART.FO.X3)	L	1.496	5.650	5.025	0.077	0.447
	T	1.407	6.780	4.826	0.090	0.390
COBANO (PUNTARENAS)	L	0.295	2.136	6.472	0.257	0.556
	T	0.673	2.425	6.904	0.231	1.400
LIMON (B. CMA UCR)	L	0.475	1.447	3.994	0.163	0.364
	T	0.529	1.872	5.985	0.192	0.466
LIMON (CARTAGO)	L	1.180	2.511	7.642	0.517	1.345
	T	0.812	2.103	4.375	0.184	0.855
LIMON (P. CACHI)	L	0.181	1.350	4.019	0.111	0.408
	T	0.174	0.818	3.475	0.073	0.287
LIMON (S.ISIDRO GRAL)	L	0.623	1.888	3.900	0.090	0.404
	T	0.479	1.441	3.126	0.073	0.285
MEXICO		2.217	1.647	3.226	0.052	0.435
LLOLLEO		14.223	6.983	22.260	7.118	4.206
PACOIMA		8.324	11.478	20.004	1.933	1.507
EL CENTRO		1.933	3.085	12.009	0.682	1.293
S SALVADOR		2.486	6.808	15.550	1.119	1.510

onda sísmica a través de esa distancia sufrió el filtrado de las altas frecuencias, quedando principalmente períodos largos en la señal, esto provocó que sean estructuras flexibles (de período largo) las más dañadas al ser sometidas a ese registro.

En estructuras con período de vibración de 0.5 s (estructuras rígidas), el registro costarricense con mayor valor de índice de daño vs. parámetro sísmico es el de Piedras Negras (Alajuela, 1990 registrado en la Presa San Miguel, ICE) y se considerará por ahora como el máximo para estructuras rígidas en Costa Rica. Con respecto a registros extranjeros, es el registro de Llolleo (1985) el que produce mayores valores de índice de daño en estructuras rígidas, lo cual es de esperar por su predominio de altas frecuencias y sus altos valores de aceleración.

Al observar los gráficos de las mejores correlaciones obtenidas (resistencias máximas), puede verse que los datos correspondientes a registros costarricenses se ubican casi uniformemente hacia abajo (con valores menores de índice de daño vs. parámetro sísmico) a partir de los considerados como máximos, pero siempre a lo largo de la línea de correlación.

A pesar de que la historia de instrumentación sísmica en Costa Rica es relativamente reciente, los registros con los que se cuenta fueron obtenidos durante los sismos más importantes sucedidos en este país en las dos últimas décadas. Esto hace pensar que en este país no se producirán

**Tabla 4** Ecuaciones de correlación propuestas para estructuras con un 2% de amortiguamiento y distintos coeficientes sísmicos.

Periodo (s)	Coefficiente Sísmico	x = aceleración espectral y = ID <sub>PA</sub>	x = energía de entrada y = ID <sub>PA</sub>
0.5	0.18	$\text{Ln}(y) = 1.09* \text{Ln}(x) - 2.40$	$\text{Ln}(y) = 0.47* \text{Ln}(x) + 0.32$
0.5	0.26	$\text{Ln}(y) = 1.19* \text{Ln}(x) - 2.93$	$\text{Ln}(y) = 0.50* \text{Ln}(x) + 0.02$
0.5	0.33	$\text{Ln}(y) = 1.21* \text{Ln}(x) - 3.22$	$\text{Ln}(y) = 0.49* \text{Ln}(x) - 0.24$
0.5	0.40	$\text{Ln}(y) = 1.12* \text{Ln}(x) - 3.30$	$\text{Ln}(y) = 0.46* \text{Ln}(x) - 0.53$
0.5	0.48	$\text{Ln}(y) = 1.09* \text{Ln}(x) - 3.43$	$\text{Ln}(y) = 0.44* \text{Ln}(x) - 0.74$
0.5	0.55	$\text{Ln}(y) = 1.05* \text{Ln}(x) - 3.51$	$\text{Ln}(y) = 0.43* \text{Ln}(x) - 0.91$
1.0	0.09	$\text{Ln}(y) = 1.02* \text{Ln}(x) - 1.53$	$\text{Ln}(y) = 0.52* \text{Ln}(x) + 0.40$
1.0	0.13	$\text{Ln}(y) = 1.13* \text{Ln}(x) - 1.87$	$\text{Ln}(y) = 0.58* \text{Ln}(x) + 0.27$
1.0	0.17	$\text{Ln}(y) = 1.13* \text{Ln}(x) - 2.18$	$\text{Ln}(y) = 0.58* \text{Ln}(x) - 0.03$
1.0	0.20	$\text{Ln}(y) = 1.14* \text{Ln}(x) - 2.42$	$\text{Ln}(y) = 0.58* \text{Ln}(x) - 0.26$
1.0	0.24	$\text{Ln}(y) = 1.09* \text{Ln}(x) - 2.58$	$\text{Ln}(y) = 0.56* \text{Ln}(x) - 0.51$
1.0	0.28	$\text{Ln}(y) = 1.06* \text{Ln}(x) - 2.72$	$\text{Ln}(y) = 0.54* \text{Ln}(x) - 0.72$
1.5	0.06	$\text{Ln}(y) = 0.96* \text{Ln}(x) - 1.12$	$\text{Ln}(y) = 0.52* \text{Ln}(x) + 0.29$
1.5	0.09	$\text{Ln}(y) = 0.99* \text{Ln}(x) - 1.46$	$\text{Ln}(y) = 0.53* \text{Ln}(x) - 0.02$
1.5	0.11	$\text{Ln}(y) = 1.03* \text{Ln}(x) - 1.71$	$\text{Ln}(y) = 0.55* \text{Ln}(x) - 0.22$
1.5	0.13	$\text{Ln}(y) = 1.03* \text{Ln}(x) - 1.90$	$\text{Ln}(y) = 0.55* \text{Ln}(x) - 0.41$
1.5	0.16	$\text{Ln}(y) = 0.99* \text{Ln}(x) - 2.09$	$\text{Ln}(y) = 0.53* \text{Ln}(x) - 0.65$
1.5	0.18	$\text{Ln}(y) = 0.97* \text{Ln}(x) - 2.25$	$\text{Ln}(y) = 0.52* \text{Ln}(x) - 0.84$

registros que den valores de índice de daño sustancialmente mayores a los que se han calculado, ya que los mismos forman una nube de puntos que coincide con la correlación, hasta llegar a los valores máximos considerados hasta ahora como límites para Costa Rica: Cóbano en PTS (Hospital Monseñor Sanabria, Puntarenas), para estructuras flexibles y Piedras Negras en PSM (Presa San Miguel, ICE) para estructuras rígidas. De obtenerse registros que superen estos valores, se aislarían de la nube de puntos correspondiente a registros obtenidos hasta el momento, que está formada por puntos muy cercanos entre ellos y que parece ser la forma en que queda reflejada la peligrosidad sísmica del país. Será necesario observar la ocurrencia en el futuro de sismos fuertes en el campo cercano y obtener sus registros acelerográficos e incorporarlos con los resultados de este estudio para comprobar la afirmación hecha anteriormente.

En lo referente a registros extranjeros, debe notarse que estos corresponden a algunos de los eventos más destructivos obtenidos a nivel mundial, y que de alguna manera los valores de índice de daño vs. parámetro sísmico calculados a partir de ellos estarían representando los límites máximos para la zona donde fueron registrados, pero no para Costa Rica.

## 7 CONCLUSIONES

- Se obtuvieron buenas correlaciones entre el índice de daño de Park y Ang y la Aceleración Espectral, así como entre este índice y la Energía de Entrada.
- Las correlaciones mejoran al aumentarse la resistencia de las estructuras. En forma semejante, al incrementarse la resistencia el daño tiende a disminuir.
- Se obtuvieron deficientes correlaciones entre el índice de daño y los otros parámetros sísmicos considerados. En particular el PGA es un mal parámetro para correlacionar el daño.
- Para todas las resistencias, los registros costarricenses tienden a ubicarse por debajo del límite correspondiente al daño leve y los extranjeros se ubican sobre este valor. Lo anterior parece ser independiente del amortiguamiento y del período de la estructura, e indica que **los registros nacionales tienen un potencial de daño menor que los extranjeros utilizados.**



- El registro del sismo de México daña principalmente estructuras flexibles (período de 1.5 segundos). Algo similar ocurre con el registro costarricense de Cóbano y ambas situaciones parecen ser producto del filtrado de frecuencias altas que sufrieron las ondas sísmicas desde el hipocentro hasta el punto de registro, y debido a la vibración propia del depósito de suelo.

- No se han obtenido en Costa Rica registros sísmicos que provoquen daños mucho mayores que los calculados en este estudio, siendo el de Cóbano (en PTS) el máximo para estructuras flexibles y el de Piedras Negras (en PSM) el máximo en estructuras rígidas. Se ha observado una clara tendencia de que los valores de índice de daño vs. parámetro sísmico formen una nube de puntos bastante cercanos entre ellos, y esta parece ser la forma en que queda reflejada la sismicidad de la zona. Un registro del cuál se obtenga un valor de índice de daño mayor que los máximos obtenidos en este trabajo y que indicaría la posibilidad de tener más daños en Costa Rica, no ha sido obtenido hasta la fecha.

## BIBLIOGRAFÍA

Bannon H., Biggs, J. M., Irvine, H. M., "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames". ASCE, Journal of Structural Division, Vol 107, 579, Setiembre de 1981, pp 1713-1729.

EERI. Proceedings US.-Costa Rica Workshop. Costa Rica Earthquakes of 1990- 1991. Effects on Soils and Structures.

Kanann, A.E.; Powell, G. H. "Drain 2D, A General Purpose Computer Program for Dynamics Analysis of Plane Structures". Reporte UBC/EERC - 76 - 06. Universidad de California, Berkeley, 1976.

Park, Y. J., Ang, A.H. "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete". ASCE, Journal of Structural Engineering", Vol III, 4, Abril, 1985, pp 740 - 757.

Park, Y. J., Ang, A.H., Wen, Y. K. "Damage Limiting Aseismic Design of Buildings". Third National Conference in Earthquake Engineering, Vol III, Charleston, South Carolina, Agosto 1986, pp 1721 - 1729.

Powell, G. H., Allahabadi, R. "Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 16, 1988, pp 719 - 734.

Reinhorn, A. M., Mander, J. B. Brace, J. y Kunnath, S. K. "A Post- Earthquake Damage Evaluation Strategy for R/C Buildings". Proc. 4<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering, Vol II, Mayo 1990, Palm Springs, California, pp 1047-1056.

Uang, C. M., Bertero, V. V. "Evaluation of Seismic Energy in Structures" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 19, 1990, pp 77- 90.



Revista Internacional de

# Ingeniería de estructuras

## Sumario

Volumen 4, número 1, 1999

Estudio teórico-numérico del comportamiento de la mampostería <i>Pablo Martín, Bibiana Luccioni y Rodolfo Danesi</i>	1
Estimación del riesgo sísmico relativo de Santa Fe de Bogotá, Colombia <i>Omar Darío Cardona</i>	23
Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias <i>Mauricio Gallego y Mario Ordaz</i>	45
Evaluación del potencial de daño de sismos recientes en Costa Rica <i>Miguel Cruz Azofeifa, Eduardo Infante Herrera y Victor Schmidt Díaz</i>	67

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador  
Órgano de difusión de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

ISSN 1390-0315  
©1996 ESPE, Quito, Ecuador